

# H/A

## HORMIGÓN y ACERO

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

Mayo 2022 | Volumen 73 - Especial Congreso



VIII

CONGRESO  
INTERNACIONAL  
DE ESTRUCTURAS  
DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA  
DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

DEL 20 AL 22 DE JUNIO, 2022. **SANTANDER**





Imagen de la cubierta de José Antonio Rodríguez.  
Cartel ganador del concurso  
de carteles para el VIII Congreso de ACHE

### 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 (ACHE, 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 (EPS-UBU, Burgos)\*

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

Alejandro Pérez Caldentey (FHECOR, Madrid)

Carlos Pozo Moya (GRUPO TYPSA, 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, C. Y P. – UPC, Barcelona)

Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid)

M<sup>a</sup> Carmen Andrade Perdrix (CIMNE, Madrid)

Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPC, Barcelona)

José M<sup>a</sup> 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 TRANSPORTES, MOVILIDAD  
Y AGENDA URBANA, 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 (Madrid)

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

José Antonio Llombart Jaques (Madrid)

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

Francisco Millanes Mato (IDEAM, Madrid)

Santiago Pérez-Fadón Martínez (FADÓN INGENIERÍA S.L., 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 (NATIONAL ACADEMY OF ENGINEERING, 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 (Madrid)

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

\*\* 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](http://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 Core Collection (ESCI/WoS) - Journal Citation Reports (JCR) – Pascal – Índices-CSIC – Dialnet-Sumaris – Catálogo Latindex 2.0 – ScienceDirect

ISSN 0439-5689


Publicación cuatrimestral (3 números al año)

[www.hormigonyacero.com](http://www.hormigonyacero.com)

<https://doi.org/10.33586/hya.2022.SANTANDER>

Protección de datos: CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA, S.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.  
C/Doctor Santero, 7, 28039 Madrid (España)  
Teléfono: 913191200  
Correo electrónico: [cinter@cinter.es](mailto:cinter@cinter.es)

Impresa en España por Gráficas Muriel  
Diseño gráfico y maquetación: [lete@mgrafico.com](mailto:lete@mgrafico.com)  
Depósito legal: M-853-1958

Todos los contenidos se publican como artículos de acceso abierto, bajo la licencia Creative Commons Reconocimiento-No Comercial-Sin Obra Derivada (CC BY-NC-ND 3.0). No se admite el uso de los artículos con fines comerciales. Si permite copiar, distribuir e incluir el artículo en un trabajo colectivo (por ejemplo, una antología), siempre y cuando no exista finalidad comercial, no se altere ni se modifique el artículo y se cite apropiadamente el trabajo original. Ni Cinter Divulgación Técnica ni la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE) 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.

# Organización del Congreso

## Consejo de **ACHE**

<b>Presidente:</b>	Antonio Martínez Cutillas
<b>Vicepresidente primero:</b>	H. Jesús Gómez Hermoso
<b>Vicepresidente segundo:</b>	Antoni Cladera Bohigas
<b>Tesorero:</b>	Gonzalo Arias Hofman
<b>Vocales:</b>	Juan Jesús Álvarez Andrés Enrique Mirambell Arrizabalaga Eva Oller Ibars Miguel Ortega Cornejo Alejandro Pérez Caldenty Abraham Sánchez Corriols Leonardo Todisco
<b>Secretaria General:</b>	Héctor Bernardo Gutiérrez

## Comité de Coordinación

<b>Presidente:</b>	Antonio Martínez Cutillas
<b>Vicepresidente primero:</b>	H. Jesús Gómez Hermoso
<b>Vicepresidente segundo:</b>	Antoni Cladera Bohigas
<b>Secretario General:</b>	Héctor Bernardo Gutiérrez
<b>Miembros:</b>	José Ignacio Díaz de Argote Cervera Jaime Gálvez Ruiz Pedro Miguel Sosa Guillermo Muñoz Cabañas Honorino Ortega Valencia Alejandro Pérez Caldenty Carlos Polimón Olabarrieta Raúl Rubén Rodríguez Escribano

## Comité Organizador

<b>Presidente:</b>	Ramos Gutiérrez, Óscar Ramón
<b>Miembros:</b>	Álvarez Andrés, Juan Jesús Arroyo Portero, Juan Carlos Bajo Pavía, Carlos Bernabéu Larena, Alejandro Bernardo Gutiérrez, Héctor Campo Rumoroso, Iván Capellán Miguel, Guillermo de la Fuente Bolado, Jaime Gómez Hermoso, Jesús González Suárez, Laura Lombillo Vozmediano, Ignacio Martínez Abella, Fernando Moura Berodia, José Luis Ollers Ibars, Eva Ortega Cornejo, Miguel Otero Viéitez, Fátima Payá Zaforteza, Ignacio Polimón Olabarrieta, Carlos Pérez Caldenty, Alejandro Regúlez Pérez, Borja Rodríguez Muñoz, David Sánchez Carro, Miguel Ángel Serrano Corral, Álvaro Simón-Talero Muñoz, José Manuel Thomas García, Carlos Todisco, Leonardo
<b>Secretario General del Congreso:</b>	Bernardo Gutiérrez, Héctor

## Secretaría de ACHE y del Congreso

Gutiérrez Martínez de la Casa, Beatriz

# Comité Científico

Presidente: Thomas García, Carlos

## Vocales:

Aghajanian Sabbagh, Ali (Irán)	Corral Moraleda, Noemi (España)	Ley Urzaiz, Jorge (España)	Rico Arenal, Jokin (España)
Agrela Sainz, Francisco (España)	Correia, João Ramôa (Portugal)	Llama Vélaz, Marina (España)	Rico Rubio, Ricardo (España)
Aguado de Cea, Antonio (España)	Corres Peiretti, Hugo (España)	Llopis Camps, Carlos (España)	Rivera Muñoz, Marino (España)
Agudelo Zapata, José Antonio (España)	Cots Corominas, Carles (España)	Lombillo Vozmediano, Ignacio (España)	Rodado López, Juan (España)
Aguirre Gallego, Mauricio (España)	Couto Wörner, Sergio (España)	López-Gayarre, Fernando (España)	Rodríguez Escribano, Raúl (España)
Alaejos Gutiérrez, Pilar (España)	Crespo Martínez, José Antonio (España)	Lorea Arnal, Ana Irene (España)	Rodríguez García, Fernando (España)
Alonso Cobo, Carlos (España)	da Costa García, Almudena (España)	Lorenzo Romero, José María (España)	Rodríguez González, Alejandro (España)
Alonso Medina, Pablo (España)	de Brito, Jorge (Portugal)	Lucas Serrano, Conchita (España)	Rodríguez Hernández, Jorge (España)
Alonso Picón, Ana (España)	de la Fuente Bolado, Jaime (España)	Madera Arroyo, Pedro Ángel (España)	Rodríguez Muñoz, David (España)
Álvarez Andrés, Juan Jesús (España)	de Oliveira Cabral, Rafael (España)	Manchado del Val, Cristina (España)	Rodríguez Ortiz, Francisco Javier (España)
Amerigo Revuelta, Miguel Ángel (España)	del Jesús Peñil, Manuel (España)	Mari Bernat, Antonio (España)	Rodríguez Santiago, Jesús (España)
Andrade Perdrix, María del Carmen (España)	del Pozo Martín, Jorge (España)	Martín-Albiñana, José Vicente (España)	Romero Rey, Eduardo (España)
Aparicio Bengoechea, Ángel Carlos (España)	del Pozo Vindel, Florencio Jesús (España)	Martín Costales, Mary Densy (Venezuela)	Romo Martín, José (España)
Aparicio García, Jorge (España)	dell'Olio, Luigi (España)	Martínez Abella, Fernando (España)	Rueda García, Lisbel (España)
Aponte Hernández, Diego Fernando (España)	Díaz de Argote, José Ignacio (España)	Martínez Agromayor, Daniel (España)	Ruiz Carmona, Jacinto (España)
Arias Hofman, Gonzalo (España)	Díaz Pavón, Eduardo (España)	Martínez García, Eva (España)	Ruiz López, Gonzalo (España)
Aribas Mazarracín, David (España)	Diego Cavia, Soraya (España)	Martins, Isabel (Portugal)	Ruiz Pinilla, Joaquín (España)
Arrieta Torrealba, José María (España)	Donnini, Jacopo (Italia)	Martin-Tereso López, Luis (España)	Ruiz Terán, Ana (Reino Unido)
Arroyo Márquez, Joaquín (España)	Estévez Cimadevila, Francisco Javier (España)	Matute Rubio, Luis (España)	Rupérez Astarloa, Miguel (España)
Arroyo Martínez, Borja (España)	Fernández Montes, David (España)	Medina Martínez, César (España)	Sagasetta Albajar, Juan (Reino Unido)
Arteaga Iriarte, Ángel (España)	Fernández Ordóñez, David (Suiza)	Merino Martínez, Ramón M <sup>a</sup> (España)	Sagasetta Millán, César (España)
Astiz Suárez, Miguel Ángel (España)	Fernández Rucoba, David (España)	Miguel Sosa, Pedro Francisco (España)	Sainz-Aja, José Adolfo (España)
Ayala Luna, Eduardo Javier (España)	Fernández Ruiz, Miguel (Suiza)	Millanes Mato, Francisco (España)	Sánchez Carro, Miguel Ángel (España)
Baena Muñoz, Marta (España)	Ferreño Blanco, Diego (España)	Mínguez Algorra, Jesús (España)	Sánchez Delgado, Julio (España)
Bairán García, Jesús Miguel (España)	Fiol Oliván, Francisco (España)	Mirambell Arrizabalaga, Enrique (España)	Sánchez Jiménez, José Luis (España)
Bajo Pavia, Carlos Javier (España)	Galante Bardín, Dario (España)	Miranda Manzanares, Marina (España)	Sánchez Pallarés, María Nieves (España)
Ballester Muñoz, Francisco (España)	Gállego Estévez, José Manuel (España)	Molins Borrell, Climent (España)	Sánchez Ramírez, Juan José (España)
Bañares Dorado, Miguel (España)	Gálvez Ruiz, Jaime Carlos (España)	Moura Berodia, José Luis (España)	San-José Lombera, José Tomás (España)
Baraiibar Diez, José Manuel (España)	Garcés Terradillos, Pedro (España)	Muñoz-Rojas Fernández, Javier (España)	Santamaría León, Amaia (España)
Barra, Marilda (España)	García Gómez, Andrés (España)	Murcia Delso, Juan (Estados Unidos)	Santos Varela, Benjamin (España)
Beadre Pereda, Héctor (Reino Unido)	García González, Mario (España)	Navarro Manso, Antonio (España)	Sañudo Ortega, Roberto (España)
Becerra Mosquera, José Antonio (España)	García Guerrero, Juan Manuel (España)	Nogales Arroyo, Alejandro (España)	Serna Oliveira, Miguel Ángel (España)
Bellod Thomas, Juan Luis (España)	García Hernández, Patricio (España)	Nunes, Sandra (Portugal)	Serna Ros, Pedro (España)
Bernabeu Larena, Alejandro (España)	García-Segura, Tatiana (España)	Oller Ibars, Eva (España)	Serrano Corral, Álvaro (España)
Bernabeu Larena, Jorge (España)	Gaute Alonso, Álvaro (España)	Ortega Basagoiti, Luis (España)	Serrano Miguel, José Fermín (España)
Bernardo Gutiérrez, Héctor (España)	Giménez Vila, Javier (España)	Ortega Cornejo, Miguel (España)	Setién Marquinez, Jesús (España)
Biedma García, Manuel (España)	Gómez Hermoso, Jesús (España)	Ortega López, Vanesa (España)	Sevilla Hurtado, Lorenzo (España)
Blanco Marigorta, Eduardo (España)	Gómez Soberón, José Manuel (España)	Otero Chans, María Dolores (España)	Siegrist Ridruejo, Guillermo (España)
Blanco Wong, Haydee (España)	González Cabrera, Dorys Carmen (España)	Otero Vieitez, Fátima (España)	Simón-Talero Muñoz, José Manuel (España)
Blázquez Boya, Antoni (España)	González de Cangas, José Ramón (España)	Pacios Álvarez, Antonia (España)	Skaf Revenga, Marta (España)
Boffill Orama, Yosbel (España)	González Fontebao, Belén (España)	Panzeria, Tulio (Brasil)	Spengler, Rüdiger (España)
Bonet Senach, José Luis (España)	González Martínez, Javier Jesús (España)	Pascual Santos, Javier (España)	Suárez, Silvia (España)
Borrachero Rosado, María Victoria (España)	González Mejjide, José Antonio (España)	Payá Zaforteza, Ignacio (España)	Tamaño Castañeda, Pablo (España)
Burgos Núñez, Antonio (España)	González Quelle, Iago (España)	Peláez Ruiz, Miguel (España)	Tanner, Peter (España)
Calderón Bello, Enrique (España)	González Suárez, Laura (España)	Penadés Plà, Vicent (España)	Tarín Benedito, Pablo (España)
Campo Rumoroso, Iván (España)	González Vidosa, Fernando (España)	Pereiro Barceló, Javier (España)	Tarquis Alfonso, Felipe (España)
Cañizal Berini, Jorge (España)	Guardia Tomás, Jaume (España)	Pérez Caldentey, Alejandro (España)	Todisco, Leonardo (España)
Capellán Miguel, Guillermo (España)	Guedan Pecker, Almudena,	Pérez Hernando, María Antonia (España)	Torres Arbeláez, Pedro Steven (Colombia)
Carrascal Vaquero, Isidro Alfonso (España)	Gutiérrez-Solana, Federico (España)	Pérez Valcárcel, Juan (España)	Torres Llinàs, Lluís (España)
Carrillo Alonso, Luis (España)	Helene, Paulo (Brasil)	Piñero Santiago, Iñaki (España)	Torres Ruiz, Javier (España)
Carro López, Diego (España)	Helguera, David (España)	Pita Olalla, Ignacio (España)	Troyano Moreno, Miguel (España)
Casado del Prado, José Antonio (España)	Hernández Ibáñez, Santiago (España)	Polanco Madrazo, Juan Antonio (España)	Turmo Coderque, José (España)
Castillo Talavera, Ángel (España)	Hernández Montes, Enrique (España)	Poveda Bautista, Elisa (España)	Ulsen, Carina (Brasil)
Castro Bugallo, María del Carmen (España)	Herrador Barrios, Manuel (España)	Puertas García, María Esther (España)	Vasco Silva, Rui (Portugal)
Castro Fresno, Daniel (España)	Herrero Beneitez, José Emilio (Estados Unidos)	Puertas Maroto, Francisca (España)	Vega Catalán, Luis (España)
Castro González, Jorge (España)	Ibáñez Climent, Fernando (España)	Pulido Sánchez, Ignacio (España)	Vicente Cabrera, Miguel Ángel (España)
Cea Soriano, Fernando (España)	Ibáñez García, Sergio (España)	Ramos Gutiérrez, Óscar Ramón (España)	Vidal Oviedo, Oriol (España)
Cerezo, Marcos (España)	Ivorra Chorro, Salvador (España)	Recupero, Antonino (Italia)	Villagrán Fernández, Carlos (España)
Cicero González, Sergio (España)	Jordán García, Francisco Javier (España)	Regúlez Pérez, Borja (España)	Villagrán Zaccardi, Yury Andrés (Argentina)
Cifuentes Bulté, Héctor (España)	Jorquera Lucerga, Juan José (España)	Reventós Rovira, Manuel (España)	Yepes Piqueras, Víctor (España)
Cimentada Hernández, Ana Isabel (España)	Lancha Fernández, Juan Carlos (España)	Revoltós Fort, Jordi (España)	Yoris Nobile, Adrián Isidro (España)
Cladera Bohigas, Antoni (España)	León González, Javier (España)	Revuelta Crespo, David (España)	Zanuy Sánchez, Carlos (España)
Collazas Arias, Felipe (España)		Ribalaygua Batalla, Cecilia (España)	Zerbino, Raúl (Argentina)
		Ribas González, Carlos (España)	

## PRÓLOGO

Comenzamos a finales de 2018 con mucha ilusión la organización y preparación del VIII Congreso Internacional de Estructuras 2020 de la Asociación de Ingeniería Estructural Española ACHE en la Escuela de Caminos, Canales y Puertos de Santander, tomando el testigo del magnífico congreso celebrado en la Escuela de La Coruña un año antes.

Repasando las ciudades sedes de los congresos de ACHE desde el año 1999 (Sevilla, Madrid, Zaragoza, Valencia, Barcelona y La Coruña) sin duda se echaba en falta que la ciudad de Santander (cuya Escuela de Caminos fue la segunda en crearse en España, tras Madrid) no figurara entre ellas. Es cierto que Santander fue sede en 1984 de una de las Asambleas de la ATEP pero, ciertamente, desde entonces los caminos de la Escuela de Santander y de ACHE no se habían encontrado.

Desde su fundación en el año 1966 la Escuela de Caminos de Santander contó para impartir docencia en las asignaturas de carácter estructural con profesores de reconocido prestigio, tanto en el ámbito del diseño, proyecto y cálculo de puentes y edificios, como en el de la investigación. A partir del año 1973 empezaron a incorporarse a la Escuela de Caminos de Santander los primeros catedráticos numerarios por oposición. Este conjunto de profesores creó “escuela” en el mundo de las estructuras, dirigiendo también las numerosas tesis doctorales de quienes, en adelante, se convertirían en los nuevos catedráticos y profesores de las diferentes asignaturas. Todos ellos, con el apoyo de otros muchos, han contribuido a formar en el ámbito de la Ingeniería Estructural a cerca de 4000 Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos y más de 800 Ingenieros Técnicos de Obras Públicas, y su legado permanece también en las magníficas realizaciones de estructuras distribuidas por toda la geografía española e internacional, muchas de ellas expuestas en los diferentes congresos de ACHE.

No hace falta extenderse demasiado en las razones que han obligado a ir postergando la realización del congreso desde su fecha inicial (junio de 2020) hasta la fecha definitiva en junio de 2022. La pandemia de la COVID-19, que tan duramente nos ha golpeado y que ha modificado en buena parte la manera – al menos por ahora – de relacionarnos en muchos de los ámbitos de nuestra vida, no ha restado ni un

ápice a la ilusión de ACHE y de la Escuela de Santander por seguir adelante con la realización del VIII Congreso Internacional de Estructuras.

A lo largo de estos meses de pandemia hubo numerosos debates en el seno de ACHE acerca de cómo afrontar este congreso. Ha prevalecido, de forma prácticamente unánime, la decisión de mantener el congreso en su formato clásico presencial (por más que eso haya conllevado un retraso de dos años desde la fecha inicialmente prevista). Como atestiguan los más de 400 trabajos recogidos en este número extraordinario de la Revista Hormigón y Acero, el Congreso Internacional de Estructuras de ACHE es un magnífico foro para aprender, conocer, exponer y debatir acerca del estado del arte las estructuras; la calidad de las ponencias y el conocimiento y prestigio de los ponentes hacen de los congresos de ACHE, sin duda, un punto de referencia internacional para la ingeniería estructural. Pero siendo esto así, el Congreso de ACHE se ha configurado en estos últimos 20 años sobre todo como un verdadero lugar de encuentro en el que ingenieros, arquitectos y científicos de todos los sectores de nuestra profesión podemos hacer un pequeño alto en el camino, “ponernos cara”, establecer relaciones y compartir preocupaciones, ilusiones y proyectos. Es esta parte, tan esencial, la que no queríamos perder y la que nos ha llevado a conservar el formato presencial.

Este número extraordinario de Hormigón y Acero reúne todos los resúmenes de los trabajos que se expondrán durante los tres días del congreso en Santander. En la versión digital disponible en Internet se podrá, además, enlazar rápidamente con el texto de la ponencia completa. Como ya se hizo en ocasiones anteriores, en esta edición las mejores ponencias han sido seleccionadas para su publicación en la revista de ACHE y, en este caso, si los autores han aceptado la invitación, el enlace conducirá al artículo correspondiente de la revista, ya sea en avance online o dentro del ejemplar finalmente publicado. Es necesario puntualizar que el periodo de recepción de los resúmenes concluyó en julio de 2019 y que, por tanto, las ponencias de este Congreso de Santander 2022 no abarcan más allá de esa fecha. Confiamos que este hecho contribuya a aumentar, aún más si cabe, la calidad de las propias presentaciones del Congreso, mostrando un mayor

número de obras completamente terminadas, y pudiendo exponer más eficazmente los aspectos esenciales de cada trabajo (aquellos que, en muchas ocasiones, solo el paso del tiempo y la madurez nos los revelan con nitidez).

El evento reunirá a congresistas procedentes de más de 10 nacionalidades diferentes y serán presentados proyectos e investigaciones ejecutados y en ejecución en más de 20 países, de entre las que destacan obras internacionales como los puentes de Champlain, Pumarejo y Rande.

En esta ocasión, los trabajos de los congresistas han sido agrupados en 16 temáticas diferentes. De entre ellas, destacan las temáticas relacionadas con la Reparación, Conservación y Sostenibilidad, cada vez más relevantes, con más de un 20% de las ponencias. Por otro lado, la Construcción y los Proyectos, con un más de un 10% cada una, seguidas de Materiales, Tecnología, Durabilidad, Envoltentes y Control con algo menos del 10%. Con porcentajes menores, pero no menos importantes, se han recibido trabajos relacionados con la Historia, Sociedad y Educación.

A lo largo de las jornadas del Congreso de Santander se podrá apreciar la relevancia técnica y científica de todas estas ponencias, y se podrán intuir dónde se encuentran los límites del estado del arte y cuáles son los próximos retos que afrontar. Sin embargo, no siempre es inmediato traslucir el esfuerzo, la dedicación y la entrega de las personas que las hacen posibles: equipos de trabajo de ingenierías, contratistas, administración y universidades que aúnan voluntades, que dan lo mejor de sí mismos, que afrontan los problemas con espíritu constructivo y que buscan la mejor solución para el conjunto de la sociedad. Nos encontramos en un momento crucial en el desarrollo de nuestra profesión y, en lo referente a la Ingeniería Estructural, también ante un claro proceso de relevo generacional: necesitamos poder transmitir a nuestros jóvenes y futuros compañeros la confianza en el futuro de esta profesión y de esta disciplina. La sociedad sigue demandando una ingeniería al servicio del desarrollo y del progreso humanos, ingeniería eficiente y elegante que permita mejorar las condiciones de vida de tantas personas en numerosos países que aún no cuentan con las mínimas y dignas infraestructuras, y que permita también conservar, extender e incrementar la funcionalidad de lo ya construido en otros países que sí cuentan con ellas.

Confiamos en que el Congreso de Santander también sea una buena oportunidad para que los más jóvenes de nuestra profesión y de nuestras Escuelas de Ingeniería así lo entiendan.

En este Congreso de Santander hemos mantenido el formato de tres jornadas de los últimos congresos, con cinco salas paralelas que permitan dar cabida a todas las ponencias. Se han introducido tres *Key Lecture*, una cada día, sin sesiones paralelas de ponencias, en la que nos acompañarán figuras internacionalmente relevantes en el ámbito de la Ingeniería Estructural. Asimismo, se incorpora una nueva actividad como es el *Homenaje a los Catedráticos*; se trata de un merecido reconocimiento a aquellos profesores (en fecha próxima a la jubilación o ya jubilados) que han prestado también un singular servicio a ACHE y al desarrollo de la Ingeniería Estructural.

La edición de este volumen especial de la Revista Hormigón y Acero, así como la propia organización del Congreso y su futuro éxito, que todos esperamos, es fruto del trabajo y la dedicación interesada de muchas personas. Junto con los propios autores de las ponencias, a todos ellos (Comité de Eventos de ACHE, Comité Científico, Consejo de ACHE, Comité local de la Escuela de Santander, y Secretaría de ACHE) les agradecemos su esfuerzo y buen hacer, indispensables para que el Congreso sea una realidad. Agradecimiento también para las empresas e instituciones que generosamente contribuyen con el Congreso, así como a la Consejería de Obras Públicas, Ordenación del Territorio y Urbanismo del Gobierno de Cantabria y al Ayuntamiento de Santander. Mención especial e inmensa gratitud a la Universidad de Cantabria y a la Escuela de Caminos, Canales y Puertos de Santander por su apoyo y magnífica disposición ofrecidos desde el primer momento.

**Oscar Ramón Ramos Gutiérrez**  
PRESIDENTE DEL COMITÉ ORGANIZADOR

**Carlos Thomas García**  
PRESIDENTE DEL COMITÉ CIENTÍFICO

Volumen 73 - Especial Congreso, Junio 2022

# SUMARIO | CONTENTS

## VIII Congreso Internacional de Estructuras

Congreso de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE)  
Santander, 20-22 de junio de 2022

1. Materiales .....	9
2. Proyecto y cálculo de todo tipo de estructuras .....	32
3. Tecnología de estructuras .....	69
4. Estructuras y envolventes arquitectónicas .....	94
5. Construcción de estructuras .....	111
6. Control y monitorización de estructuras en todas sus fases .....	155
7. Durabilidad y mantenimiento de estructuras .....	165
8. Reparación y refuerzo de estructuras .....	181
9. Ampliación de estructuras .....	225
10. Gestión de estructuras .....	234
11. Historia de las estructuras y de la ingeniería estructural .....	246
12. Ingeniería y sociedad .....	250
13. Educación en ingeniería estructural .....	255
14. Sostenibilidad y ciclo de vida de las estructuras .....	260
15. Innovación y transferencia tecnológica entre empresas y centros de investigación .....	266
16. Puentes .....	274
17. Índice general de ponencias .....	334



# Materiales

## Aplicaciones del filler de recuperación de plantas asfálticas en caliente

- **Belén González Fonteboa**  
Doctora Ingeniera de Caminos. Universidade da Coruña. Profesora Titular de Universidad.  
[belen.gonzalez.fonteboa@udc.es](mailto:belen.gonzalez.fonteboa@udc.es)
- **Sindy Seara Paz**  
Doctora Ingeniera de Caminos. Universidade da Coruña. Profesora contratada doctora.  
[gumersinda.spaz@udc.es](mailto:gumersinda.spaz@udc.es)
- **Fernando Martínez Abella**  
Doctor Ingeniero de Caminos. Universidade da Coruña. Catedrático.  
[fernando.martinez.abella@udc.es](mailto:fernando.martinez.abella@udc.es)
- **Adonay Pinto Pérez**  
Ingeniero Técnico de Obras Públicas. Universidade da Coruña. Estudiante de máster.  
[adonay.pinto.perez@gmail.com](mailto:adonay.pinto.perez@gmail.com)
- **Pablo García Carrillo**  
Doctor Arquitecto. Prefhorvisa Outeiro, SL Departamento de I+D+i  
[pgarcia@prefhorvisa.com](mailto:pgarcia@prefhorvisa.com)
- **Francisco Javier Prego Martínez**  
Doctor Ingeniero de Caminos. Extraco, SA. Departamento de I+D+i  
[i-d-i@extraco.es](mailto:i-d-i@extraco.es)
- **Jose Millán Pérez**  
Licenciado en CC. Químicas. Galaicontrol, SL. Director de Laboratorio  
[jmillan@galaicontrol.com](mailto:jmillan@galaicontrol.com)
- **Rodrigo Díaz Méndez**  
Renga Enerxía, SL  
[rdiaz@renowattio.es](mailto:rdiaz@renowattio.es)

### PALABRAS CLAVE:

Filler de recuperación, planta asfáltica, morteros, grouts, bloque prefabricado, sostenibilidad.

### RESUMEN

En este estudio se presentan los resultados obtenidos hasta el momento en el proyecto “Valorización del filler de recuperación de plantas asfálticas para el desarrollo de eco-productos de base cemento (ALFILLER)” que están llevando a cabo desde 2018 el consorcio de empresas gallegas Extraco Construcciones y proxtectos S.A., Renga Energía S.L., Prehorvisa Outeiro, S.L. y Galaicontrol, S. L. en colaboración con el Grupo de Construcción gCons de la Escuela de Caminos de A Coruña. Este proyecto está financiado por la Agencia Gallega de Innovación de la Xunta de Galicia con fondos europeos, Convocatoria ConcetaPeme 2018.

El objetivo principal de este proyecto es proponer y estudiar diferentes aplicaciones del filler de recuperación procedente de plantas asfálticas en caliente con el fin de reutilizar este residuo que se genera en las plantas asfálticas en caliente.

Los resultados corresponden al análisis del comportamiento de morteros muy fluidos que puedan emplearse como material de relleno, “grouts” para bloques de hormigón prefabricados. Se pretende de esta forma, diseñar morteros en los que se incluye además del filler de recuperación, áridos reciclados de hormigón, incrementando así el índice de sostenibilidad de la solución propuesta.

Para la selección de los tipos de morteros más adecuados para relleno de bloques de hormigón, se evalúan sus propiedades mecánicas y deformacionales. Una vez definidos los morteros a emplear, se realizan ensayos de compresión y tensión-de-

formación de forma conjunta sobre bloque de hormigón prefabricado con los rellenos de *grout* seleccionados. De esta forma, se obtiene una solución constructiva que además de ver incrementada su capacidad resistente supone una solución sostenible en el ámbito del bloque prefabricado de hormigón.

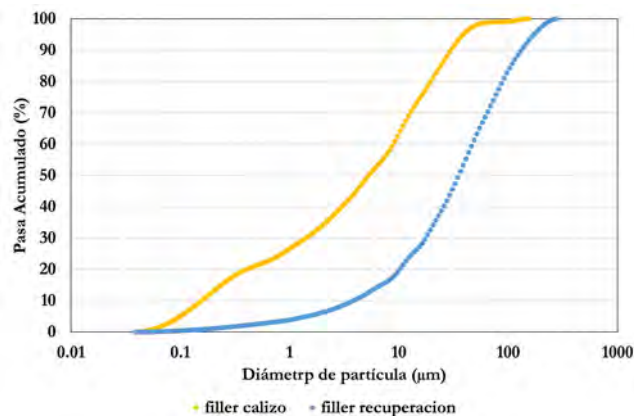


Figura 1. Granulometría de los fillers empleados.

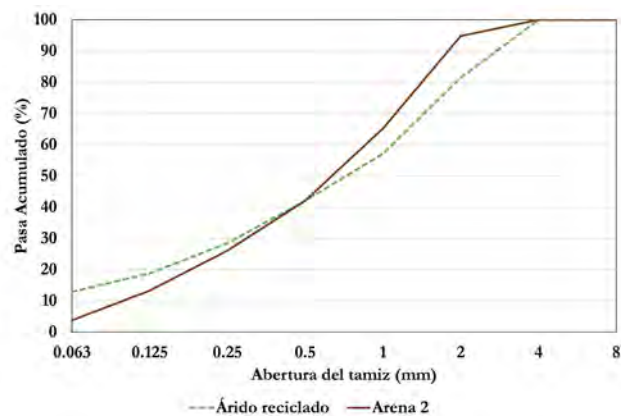


Figura 2. Granulometría de la arena convencional y del árido reciclado.

## Caracterización de las propiedades en estado fresco y endurecido de hormigones autocompactantes reforzados con altas cuantías de macrofibras metálicas

- **Stanislav Aidarov**  
Master in Structural and Construction Engineering. Polytechnic University of Catalonia. Researcher (PhD Candidate).  
[stanislav.aidarov@upc.edu](mailto:stanislav.aidarov@upc.edu)
- **Albert de la Fuente**  
PhD Civil Engineer. Polytechnic University of Catalonia. Associate Professor.  
[albert.de.la.fuente@upc.edu](mailto:albert.de.la.fuente@upc.edu)
- **Francisco Mena Sebastián**  
PhD Civil Engineer. Polytechnic University of Catalonia. Researcher.  
[francisco.mena@upc.edu](mailto:francisco.mena@upc.edu)

### PALABRAS CLAVE:

Fibras de acero, hormigón autocompactante, caracterización del material, campaña experimental.

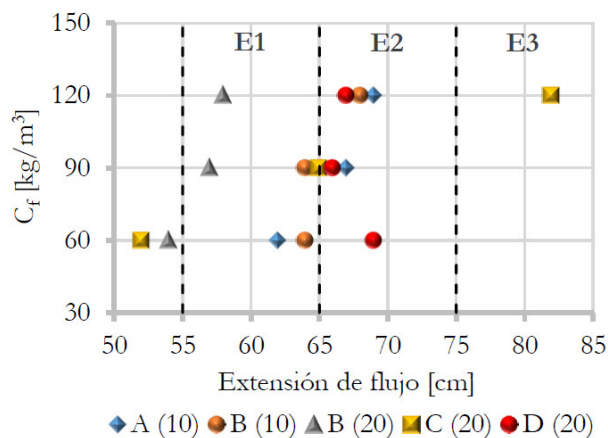


Figura 1. Extensión de flujo en cm.

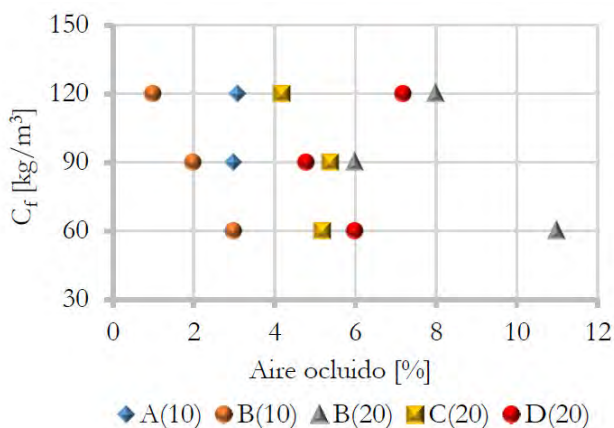


Figura 2. Aire ocluido en %.

## RESUMEN

El uso principal de fibras en el hormigón se centra en el control de fisuración y en sustitución parcial/total de armadura pasiva en las estructuras sujetas a esfuerzos a tracción relativamente reducidos (e.g., pavimentos, dovelas para los túneles y otros elementos prefabricados con baja responsabilidad estructural). Sin embargo, el desarrollo de fibras de acero con mayores prestaciones mecánicas junto con los avances en el diseño del material ha acelerado la aplicación del hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA) para los elementos con alta responsabilidad estructural. En este sentido, el empleo del HRFA para las losas macizas sobre apoyos aislados es posiblemente la aplicación del material más reciente y atractiva desde los puntos de vista económicos, ambientales y sociales. Para ello, además de alta resistencia residual, se exige un grado de autocompactabilidad considerable del material, resultando ser un reto adicional debido a la presencia elevada de fibras en el hormigón.

Teniendo esto en cuenta, se llevó a cabo una extensa campaña experimental de caracterización del material en estado fresco y endurecido. En total, se realizaron 15 dosificaciones de hormigón autocompactante reforzado con fibras de acero (HACRFA), utilizando diferentes tipos y contenidos de fibra y se estimaron, entre otras propiedades mecánicas, la resistencia residual junto con el contenido y orientación de fibras – parámetros esenciales

en términos del diseño de estructuras de HRFA. Los resultados obtenidos ponen de manifiesto que el material analizado proporciona las propiedades requeridas manteniendo la trabajabilidad establecida para los hormigones autocompactantes incluso con la cuantía de fibras de hasta  $120 \text{ kg/m}^3$ .

## Caracterización mecánica del comportamiento a fractura del tapial

- **Ignacio Arto Torres**  
Arquitecto Técnico. Ingeniero en Edificación. Universidad de Granada. Investigador.  
[ignacioarto@correo.ugr.es](mailto:ignacioarto@correo.ugr.es)
- **María Esther Puertas García**  
Dr. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Granada. Profesora Contratada Doctora.  
[epuertas@ugr.es](mailto:epuertas@ugr.es)
- **Héctor Cifuentes Bulté**  
Dr. Ingeniero Industrial. Universidad de Sevilla. Profesor Titular.  
[bulte@us.es](mailto:bulte@us.es)
- **Fernando Martínez Soto**  
Dr. en Ingeniería Civil. Arquitecto. Universidad de Granada. Investigador.  
[fms79@ugr.es](mailto:fms79@ugr.es)
- **Rafael Gallego Sevilla**  
Dr. Ingeniero Industrial. Universidad de Granada. Catedrático.  
[gallego@ugr.es](mailto:gallego@ugr.es)

### PALABRAS CLAVE:

Tapial, daño estructural, energía de fractura.

### RESUMEN

El tapial se caracteriza por ser un procedimiento de construcción con tierra compactada empleando encofrado. Está muy extendido a nivel mundial puesto que un 40% de la población vive en construcciones realizadas con esta técnica y el 17% de las edificaciones declaradas por la UNESCO como Patrimonio Cultural de la Humanidad están ejecutadas con tapial. En España existen gran cantidad de edificaciones construidas con esta técnica milenaria, desde sencillas viviendas rurales hasta importantes iglesias, palacios o fortificaciones.

La tierra como material de construcción posee grandes ventajas tanto por su capacidad de equilibrar la humedad del aire entre el exterior y el interior y de almacenar calor, como el bajo coste energético en su preparación y transporte. Además, el material es reutilizable tras su demolición, lo que le confiere una gran proyección dada la importancia de la sostenibilidad en el futuro.

A pesar de la extensa presencia de construcciones con tapial y del auge que está teniendo en la construcción actual, existen pocas normas y recomendaciones de construcción y ensayo mecánico relacionadas con esta técnica, refiriéndose principalmente a estudios de erosionabilidad, ciclos de humectación/secado y resistencia a compresión. Si bien, cabe destacar que las construcciones realizadas con este procedimiento presentan gran vulnerabilidad frente a acciones sísmicas y requieren un conocimiento más detallado de su comportamiento.

Este trabajo presenta la metodología desarrollada por los investigadores para el ensayo con el objeto de determinar la energía fractura en probetas de tapial, estableciendo entre otros, la forma y el tamaño óptimos de las probetas, la forma y tamaño de entallas así

como la creación de una fisura inicial y la aplicación de cargas y obtención de resultados. Esta metodología supone un avance en el estudio de estructuras construidas en tapial dado que la caracterización de sus propiedades favorece la incorporación con garantías de seguridad de la técnica para el estudio de conservación de edificaciones existentes y la construcción de nuevas estructuras.



Figura 1. Tapial de la Muralla Ziri, Granada.



Figura 2. Probeta tapial fabricada en laboratorio.

## Comportamiento en estado fresco de los hormigones autocompactantes reforzados con fibras

- **Gemma Rojo-López**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Estudiante de doctorado.  
[gemma.rojo@udc.es](mailto:gemma.rojo@udc.es)
- **Belén González-Fonteboa**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Profesora titular de universidad.  
[belen.gonzalez.fonteboa@udc.es](mailto:belen.gonzalez.fonteboa@udc.es)
- **Fernando Martínez-Abella**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Catedrático de universidad.  
[fernando.martinez.abella@udc.es](mailto:fernando.martinez.abella@udc.es)
- **Javier Eiras López**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor.  
[jeiras@udc.es](mailto:jeiras@udc.es)

### PALABRAS CLAVE:

Hormigón autocompactante reforzado con fibras (HACRF), fibra metálica, fibra plástica, reología, ratio de aspecto.

## RESUMEN

El hormigón autocompactante es un tipo de hormigón que se coloca fácilmente bajo su propio peso. En tramos muy congestionados de armadura se puede introducir fibra como refuerzo para reducir la cantidad de armadura y facilitar el flujo del hormigón. Las fibras tienen un efecto positivo sobre las propiedades en estado endurecido pero introducen cambios importantes en el comportamiento del hormigón en estado fresco.

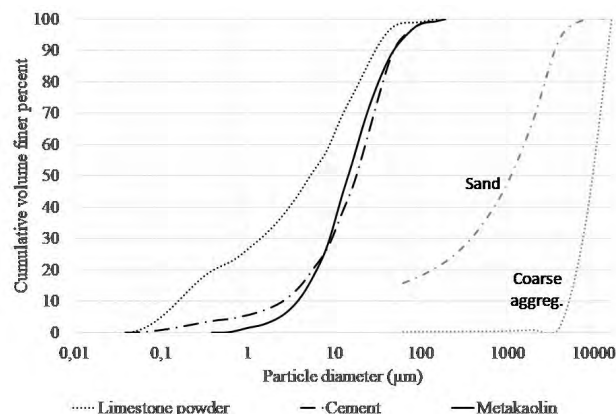


Figura 1. Granulometría.

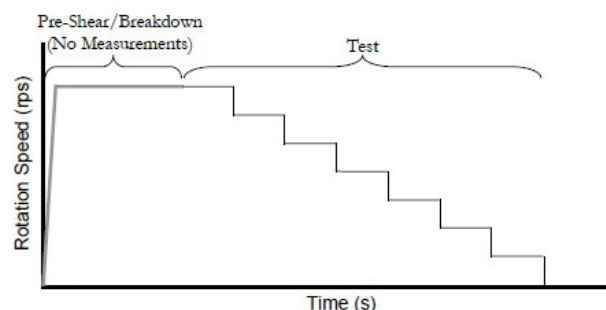


Figura 2. FCT, protocolo de ensayo.

El comportamiento del hormigón fresco puede analizarse considerándolo como una suspensión por lo tanto, la reología es una herramienta adecuada para caracterizar la capacidad de flujo del hormigón, siendo las propiedades reológicas a medir: *Yield stress* (estática y dinámica) y *plastic viscosity*.

En este trabajo se estudia el comportamiento fresco y endurecido de un hormigón autocompactante reforzado con fibras (FRSCC). Se diseñan diferentes mezclas utilizando diferentes volúmenes de pasta con una cantidad de 1,8% de fibras (respecto al volumen de áridos gruesos). Las fibras utilizadas son de diferentes materiales (plásticas y metálicas) y presentan diferentes características físicas (diámetro y longitud) siendo la ratio longitud - diámetro una de las variables que más afecta al comportamiento en estado fresco del hormigón.

Las propiedades en estado fresco del hormigón se han medido mediante ensayos empíricos (escurrimiento y Resistencia a la segregación por tamiz) y mediante ensayos reológicos: *Flow Curve Test* (FCT) y *Stress Growth Test* (SGT), ambos realizados tras tres tiempos de reposo de 5, 15 y 30 minutos. También se midieron diferentes propiedades de estado endurecido: resistencia a compresión, resistencia a tracción (ensayo brasileño) y módulo elástico a los 28 días de edad.

Los resultados del trabajo han permitido definir el ensayo

reológico más adecuado para la caracterización en fresco de este tipo de hormigones, han permitido conocer el comportamiento reológico de los FRSCC y establecer recomendaciones para optimizar su diseño.

## Comportamiento mecánico de hormigón calizo borado frente a altas temperaturas

- **Pablo Tamayo Castañeda**  
Doctor. LADICIM. Investigador.  
[tamayop@unican.es](mailto:tamayop@unican.es)
- **Jokin Rico Arenal**  
Doctor. INGECID S.L. Profesor Asociado.  
[jokin.rico@unican.es](mailto:jokin.rico@unican.es)
- **Carlos Thomas García**  
Doctor. LADICIM. Profesor Contratado Doctor.  
[thomasc@unican.es](mailto:thomasc@unican.es)
- **Jesús Setién Marquínez**  
Doctor. LADICIM. Profesor Titular.  
[setienj@unican.es](mailto:setienj@unican.es)
- **Francisco Ballester**  
Doctor. GITECO. Catedrático de Universidad.  
[francisco.ballester@unican.es](mailto:francisco.ballester@unican.es)
- **Juan Antonio Polanco Madrazo**  
Doctor. LADICIM. Catedrático de Universidad.  
[polancoa@unican.es](mailto:polancoa@unican.es)

### PALABRAS CLAVE:

Hormigón calizo, altas temperaturas, propiedades mecánicas, propiedades físicas.

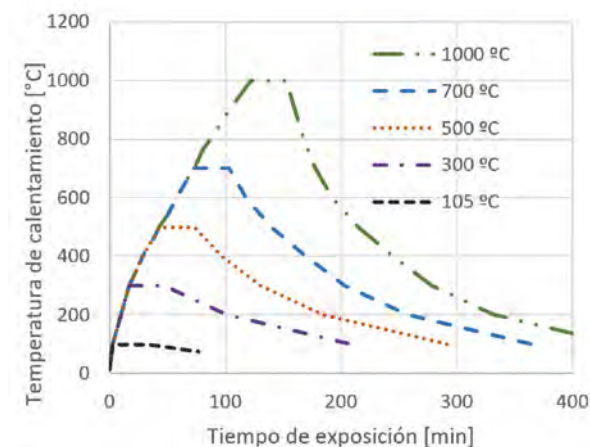


Figura 1. Temperatura de calentamiento vs. tiempo de exposición.



Figura 2. Aspecto visual de las probetas sometidas a altas temperaturas.

## RESUMEN

En el presente trabajo se recogen los resultados de la caracterización física y mecánica de un hormigón estructural que es sometido a altas temperaturas de exposición. Las temperaturas de exposición varían desde los 100°C a los 1000°C y tratan de emular la elevación de temperaturas producidos por el combustible nuclear, así como elevaciones extremas ocurridas en caso de accidente. El hormigón es fabricado a partir de árido natural calizo, fibras de alcohol de polivinilo y carburo de boro. El hormigón es diseñado con el objetivo de servir como protección frente a radiación neutrónica, donde las fibras poliméricas y el carburo de boro mejoran la capacidad de atenuación y absorción de neutrones correspondientemente. Los resultados obtenidos muestran una clara reducción de propiedades mecánicas del hormigón con la temperatura, que son relacionados con los cambios físico-químicos que experimentan los componentes del hormigón. Son establecidas tres áreas de comportamiento diferenciado, hasta 200°C existe una ganancia de las propiedades mecánicas, de 200°C a 500°C existe una pérdida moderada y de 500 °C a 1000°C hay una pérdida severa que compromete la resistencia del hormigón.

## Correlación entre la microestructura y la respuesta a fatiga de hormigones reforzados con fibras bajo esfuerzos de flexión mediante el uso de tomografía computerizada

- **Dorys Carmen González Cabrera**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Burgos. Prof. Contratado Doctor Fijo.  
[dgonzalez@ubu.es](mailto:dgonzalez@ubu.es)
- **Jesús Mínguez Algarra**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Burgos. Prof. Ayudante Doctor.  
[jminguez@ubu.es](mailto:jminguez@ubu.es)
- **Álvaro Mena Alonso**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Burgos. Estudiante de Doctorado.  
[ama0104@alu.ubu.es](mailto:ama0104@alu.ubu.es)
- **Miguel Ángel Vicente Cabrera**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Burgos. Prof. Titular.  
[mvicente@ubu.es](mailto:mvicente@ubu.es)

### PALABRAS CLAVE:

Fatiga, hormigón reforzado con fibras, tensiones residuales, tecnología de tomografía computerizada.

## RESUMEN

Este trabajo muestra la evolución del comportamiento mecánico del hormigón reforzado con fibras bajo cargas cíclicas. En particular, en esta investigación se analiza la evolución de la resistencia residual a tracción de estos hormigones cuando previamente han sido sometidos a cargas cíclicas, generadoras de daño estructural.

Además, las probetas ensayadas son escaneadas utilizando para ello un equipo de tomografía computerizada, al objeto de explorar la microestructura interna del material, incluyendo sus fisuras y la posición y orientación de las fibras, al objeto de establecer correlaciones entre la microestructura del hormigón y su respuesta macroscópica.

En el trabajo que aquí se presenta se estudiaron dos dosificaciones de hormigón, que difieren únicamente en su contenido en fibras. La primera de ellas presenta un 1% en volumen de fibras, mientras que la segunda presenta un 2%. Se ensayaron un total de 65 probetas a flexión en tres puntos, sin entalla inicial.

Todas ellas fueron inicialmente sometidas a un ensayo estático hasta fisuración. Seguidamente, una parte de las probetas fueron sometidas a carga cíclica hasta rotura, al objeto de determinar, para cada serie, su vida a fatiga. A continuación, las probetas fueron sometidas a ensayos cíclicos hasta un nivel de daño predefinido para finalmente ser sometidas a un ensayo estático hasta rotura.

Mediante los ensayos mecánicos se obtiene la evolución de la resistencia residual a tracción en función del daño a fatiga infligido. Por su parte, los resultados de la tomografía computarizada muestran cómo las fibras cosen las fisuras y cómo son sus mecanismos de colapso (figura 1).

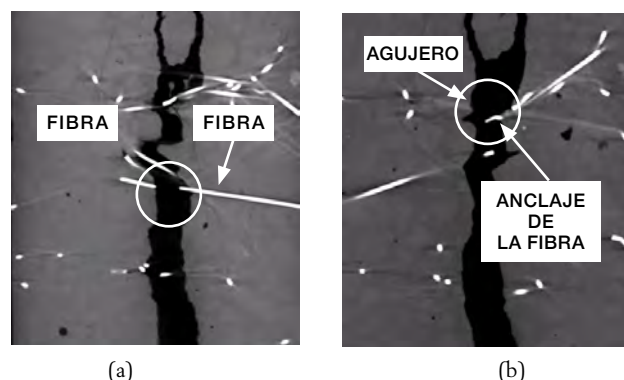


Figura 1. Ejemplos de fallo de las fibras. (a) rotura y (b) deslizamiento del anclaje.

## Diseño y caracterización de hormigones ligeros para el desarrollo de un sistema integral de tabiquería interior

- **Emilio José Rey Bouzón**  
Arquitecto Técnico/ Ingeniero de obras Públicas. Universidade da Coruña. Estudiante de doctorado.  
[emilio.rey.bouzon@udc.es](mailto:emilio.rey.bouzon@udc.es)
- **Manuel F. Herrador**  
Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor.  
[manuel.herrador@udc.es](mailto:manuel.herrador@udc.es)
- **Sindy Seara Paz**  
Dra. Ingeniera de Caminos Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Profesora Contratada Doctora.  
[gumersinda.spaz@udc.es](mailto:gumersinda.spaz@udc.es)
- **Santiago González García**  
Arquitecto. NAOS 04 Arquitectos S.L.P. Director.  
[naosarquitectos@naos.es](mailto:naosarquitectos@naos.es)
- **Francisco Saavedra Calo**  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Construcciones López Cao S.L. Director Técnico.  
[fsaavedra@lopezcao.com](mailto:fsaavedra@lopezcao.com)
- **Jose Millán Pérez**  
Licenciado en CC. Químicas. Galaicontrol S.L. Director de Laboratorio.  
[jmillan@galaicontorl.com](mailto:jmillan@galaicontorl.com)

## PALABRAS CLAVE:

Hormigón ligero, prefabricación, tabiquería, instalaciones.

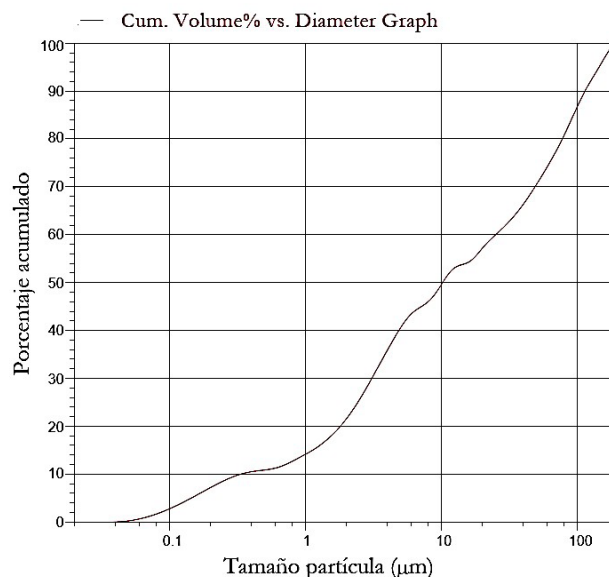


Figura 1. Granulometría filler.

## RESUMEN

La construcción, como el resto de los sectores industriales, se debe a la sociedad, y esta le demanda su compromiso con el medio ambiente. En el ámbito de la construcción, el término 'sostenibilidad' transmite la necesidad y el esfuerzo que se lleva a cabo para reducir el impacto de sus productos. Aumentar la competitividad será clave a corto o medio plazo para alcanzar el cumplimiento de índices de sostenibilidad aún en desarrollo, así como los objetivos globales de reducción de impacto ambiental.

En esta investigación se plantea un nuevo concepto de sistema de tabiquería interior prefabricada utilizando hormigones ligeros. La tecnología existente hasta el momento no ha permitido comercializar estos productos puesto que sus dimensiones y peso no los hacían manejables. Este nuevo concepto, unido a una integración de las instalaciones en el proceso de diseño y fabricación, permitirá industrializar una gran parte del proceso constructivo mejorando los tiempos, costes, calidades e indicadores ambientales de las construcciones tradicionales.

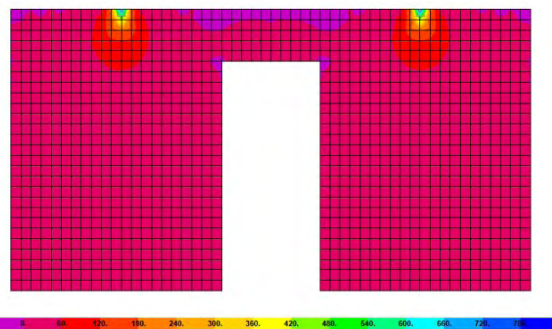


Figura 2. tensiones principales máximas en tabique con puerta en el centro.

La primera fase de la investigación se centra en el diseño y control de hormigones ligeros. A diferencia del hormigón convencional, el hormigón ligero presenta una bajada de características

mecánicas directamente relacionada con la sustitución de los áridos tradicionales por otros materiales de menor densidad y resistencia, como el poliestireno expandido (EPS). El diseño adecuado de un hormigón ligero a base de EPS es complejo, siendo la clave el juego entre la bajada de densidad y por tanto del peso, sin una pérdida importante de resistencias y controlando la segregación. En la segunda fase se desarrollará el sistema de tabiquería interior usando como base el hormigón ya diseñado y caracterizado.

## Efecto del spalling sobre la resistencia a flexión biaxial de pilares de hormigón armado expuestos a fuego

- **David L. Peña Mansilla**  
Universitat Politècnica de València. Investigador.  
[dapeman1@posgrado.upv.es](mailto:dapeman1@posgrado.upv.es)
- **Vicente Albero Gabarda**  
Dr. Ingeniero Industrial. Universitat Jaume I. Profesor Ayudante Doctor.  
[valbero@uji.es](mailto:valbero@uji.es)
- **Carmen Ibáñez Usach**  
Dr. Ingeniera Industrial. Universitat Jaume I. Profesora Ayudante Doctor.  
[ibanezc@uji.es](mailto:ibanezc@uji.es)
- **Antonio Hospitaler Pérez**  
Dr. Ingeniero Industrial. Universitat Politècnica de València. Catedrático.  
[ahospitaler@cst.upv.es](mailto:ahospitaler@cst.upv.es)
- **Ana Espinós Capilla**  
Dr. Ingeniera Industrial. Universitat Politècnica de València. Profesor Titular.  
[aespinos@mes.upv.es](mailto:aespinos@mes.upv.es)
- **Manuel L. Romero García**  
Dr. Ingeniero Industrial. Universitat Politècnica de València. Catedrático.  
[mromero@mes.upv.es](mailto:mromero@mes.upv.es)

### PALABRAS CLAVE:

Hormigón armado, material, spalling, pilares, flexión, biaxial, resistencia al fuego.

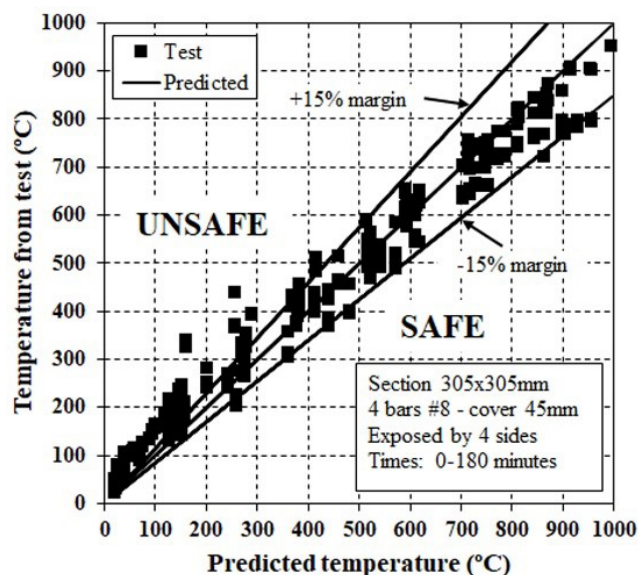


Figura 1. Tests vs. Predicción Col. 1 Lie and Irwin.

### RESUMEN

El hormigón expuesto al fuego puede sufrir *spalling* al aumentar la presión en los poros por evaporación del agua y esto conlleva el

desconchamiento de su superficie. Este trabajo evalúa sus consecuencias sobre la resistencia a flexión biaxial de pilares de hormigón armado expuestos al fuego mediante un modelo secuencial de evaluación de la resistencia fuego. Se trata de un modelo seccional de fibras con integración por celdas. El modelo genera las superficies de interacción de los pilares a flexión biaxial y uniformemente expuestos por sus cuatro caras a la curva de fuego ISO 834.

## Efecto tamaño en hormigón reforzado con fibras de poliolefina basado en ensayos a flexotracción

- **Álvaro Picazo Iranzo**  
Máster en Técnicas y Sistemas en Edificación.  
Universidad Politécnica de Madrid. Profesor Titular.  
[a.picazo@upm.es](mailto:a.picazo@upm.es)
- **Marcos García Alberti**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Profesor Ayudante Doctor.  
[marcos.garcia@upm.es](mailto:marcos.garcia@upm.es)
- **Jaime C. Gálvez Ruiz**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Catedrático.  
[jaime.galvez@upm.es](mailto:jaime.galvez@upm.es)
- **Alejandro Enfedaque Díaz**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Profesor Contratado Doctor.  
[alejandro.enfedaque@upm.es](mailto:alejandro.enfedaque@upm.es)
- **Abner C. Vega**  
Máster en Ingeniería de las Estructuras, Cimentaciones y Materiales. Universidad Politécnica de Madrid  
[abnercivil@gmail.com](mailto:abnercivil@gmail.com)

### PALABRAS CLAVE:

Hormigón reforzado con fibras, fibras de poliolefina, efecto tamaño, flexotracción.

### RESUMEN

El hormigón reforzado con fibras (HRF) puede emplearse con carácter estructural, de tal forma que las fibras pueden sustituir parcial o totalmente al armado tradicional. Las normas de diseño estructural contemplan este tipo de refuerzo mediante el empleo de macro-fibras de acero o poliméricas. De las primeras existe una amplia información y experiencia. Respecto a las fibras de poliolefina, su relativamente reciente aparición hace que aún haya algunos aspectos sobre los que es importante investigar.

La investigación se desarrolla normalmente en laboratorio, con probetas de formas y dimensiones apropiadas para su estudio. Sin embargo, no siempre es posible la aplicación de la misma formulación empleada para la estructura de tamaño real. Este efecto, conocido como efecto tamaño, se observó en el hormigón ya que a medida que aumenta el tamaño de un elemento estructural, manteniendo su forma y proporciones, la capacidad resistente decrece.

Se han realizado diversos estudios con base en HRF para estudiar el efecto tamaño, centrados en el tamaño máximo del árido y la fracción volumétrica. Las investigaciones muestran una falta de consenso a la hora de evaluar el efecto tamaño en el HRF. Por este motivo se desarrolló el presente estudio, analizando las resistencias residuales aportadas por las fibras de refuerzo. Estas

resistencias se estudiaron como función de la orientación de las fibras, la interacción fibras-hormigón y el efecto pared.

Para realizar esta investigación se empleó hormigón autocompactante reforzado con fibras de poliolefina y con una fracción volumétrica del 1.1%. Se realizaron probetas, como puede observarse en la figura 1, de tres tamaños proporcionales y se realizaron ensayos de flexotracción con entallas también proporcionales. Los resultados mostraron que la resistencia residual desciende en probetas de mayores dimensiones a igualdad de fibras en la sección resistente, confirmando las teorías sobre el efecto tamaño también en el HRF.



Figura 1. Probetas de tres tamaños proporcionales ensayadas a flexotracción.

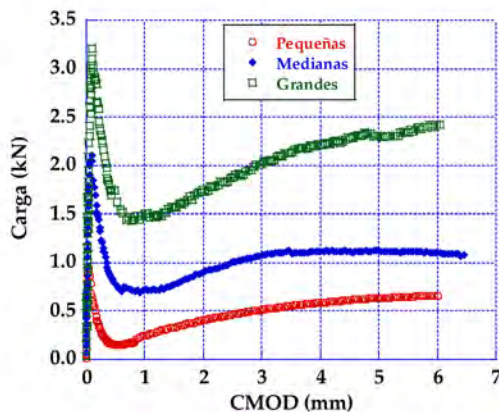


Figura 2. Gráfica de los valores medios fuerza-CMOD de los tres tamaños de probeta ensayados.

## Ejemplos de modelado del comportamiento a flexión de secciones de hormigón con fibras mediante la hipótesis de fisura plana

- **Jacinto Ruiz Carmona**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Mecanismo Ingeniería / UPM. Asociado / Prof. Asociado.  
[jacinto.ruiz@mecanismo.es](mailto:jacinto.ruiz@mecanismo.es)
- **Juan Rey Rey**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Mecanismo Ingeniería / UPM. Director / Prof. Asociado.  
[juan.rey@mecanismo.es](mailto:juan.rey@mecanismo.es)
- **Gonzalo Ruiz Lopez**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Universidad de Castilla-La Mancha. Catedrático.  
[gonzalo.ruiz@uclm.es](mailto:gonzalo.ruiz@uclm.es)

### PALABRAS CLAVE:

Hormigón con fibras, modelo cohesivo, ductilidad.

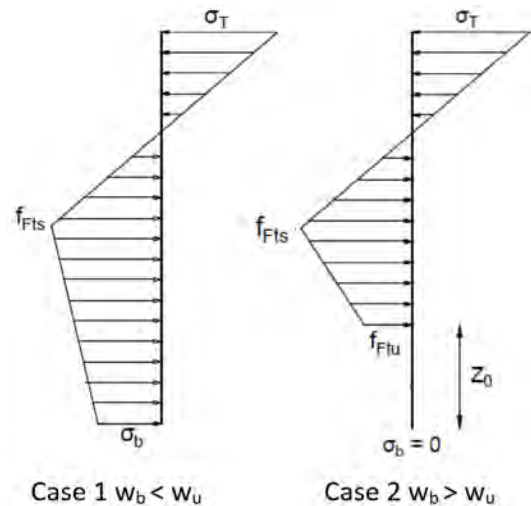


Figura 1. Ablandamiento en el perfil tensional.

### RESUMEN

Este trabajo presenta un modelo para evaluar el comportamiento a flexión de secciones de hormigón reforzado con fibras (FRC). El comportamiento a tracción del hormigón con fibras se representa mediante un modelo cohesivo a través de la ley de ablandamiento lineal incluida en el Código Modelo-2010. Como ecuación de compatibilidad se hace uso de la hipótesis de fisura plana, es decir, se asume que las caras de la fisura permanecen planas durante todo el proceso de fractura, hipótesis que ha sido contrastada recientemente mediante correlación digital de imágenes [1]. El comportamiento a compresión del hormigón se representa a través de un modelo elástico, usando la hipótesis de Navier. La apertura de fisura se evalúa a partir del momento aplicado en la sección y de la profundidad de la fisura a través de la expresión propuesta por Tada et al. [2].

El modelo reproduce el efecto de escala existente en la resistencia a flexotracción (módulo de ruptura) en hormigón y hormigón con fibras. Asimismo se define un número de fragilidad que permite caracterizar el comportamiento de las secciones tanto de hormigón en masa como FRC. La metodología presentada propone el análisis de secciones de FRC a través de diagramas que representen el momento aplicado frente a la apertura de fisura, en vez de la curvatura. Esta metodología, extensible a hormigón armado, se considera una aproximación más física al análisis de secciones fisuradas y plantea a la hipótesis de fisura plana como ecuación de compatibilidad alternativa a la hipótesis de Navier, que es la normalmente incluida en las normativas.

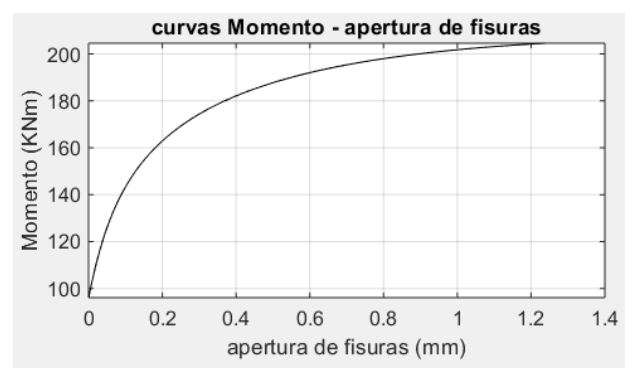


Figura 2. Apertura de fisura en la zona tránsito.



#### Referencias:

- [1] S. Gali, K.V.L. Subramaniam. 2018. Multi-linear stress-crack separation relationship for steel fiber reinforced concrete: Analytical framework and experimental evaluation, *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, 93, 33-43.
- [2] Tada, H. et al. 1973. *The stress analysis of cracks handbook*. Del Research Corporation.

## Ensayo a escala real hasta rotura de una losa maciza de hormigón reforzado con fibras soportada por pilares

- **Stanislav Aidarov**  
Master in Structural and Construction Engineering. Polytechnic University of Catalonia. Researcher (PhD Candidate).  
[stanislav.aidarov@upc.edu](mailto:stanislav.aidarov@upc.edu)
- **Albert de la Fuente**  
PhD Civil Engineer. Polytechnic University of Catalonia. Associate Professor.  
[albert.de.la.fuente@upc.edu](mailto:albert.de.la.fuente@upc.edu)
- **Francisco Mena Sebastián**  
PhD Civil Engineer. Polytechnic University of Catalonia. Researcher.  
[francisco.mena@upc.edu](mailto:francisco.mena@upc.edu)
- **Ángel Sánchez**  
Civil Engineer. Sacyr Engineering and Infrastructures. Project Manager.  
[asanchezd@sacyr.com](mailto:asanchezd@sacyr.com)

#### PALABRAS CLAVE:

Fibra de acero, hormigón autocompactante, ensayo a escala real, forjados bidireccionales.

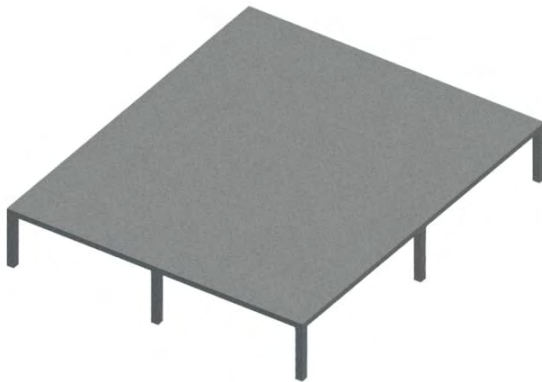


Figura 1. Prototipo del forjado de HRFA.



Figura 2. Armadura APC en las alineaciones de los pilares.

#### RESUMEN

Uno de los retos del hormigón reforzado con fibras (HRF) se encuentra en su aplicación para losas macizas apoyadas en apoyos aislados. El empleo de este material relativamente novedoso en los forjados bidireccionales permite conseguir una sustitución parcial (o incluso total) del refuerzo convencional. Esta solución atractiva conlleva varias ventajas tales como reducción de tiempos de ejecución, optimización de recursos, reducción de impactos ambientales y otros aspectos sociales.

A pesar de posibles beneficios de esta tecnología, el uso del HRF en forjados de losa maciza es aún muy escasa debido a la necesidad de abordar diversos aspectos relacionados con los Estados Límite Último y los Estados Límite de Servicio. Con el objetivo de dar respuesta a algunos aspectos, se ejecutó un forjado de hormigón autocompactante reforzado con fibras de acero consistente en 4 paños (5x6 metros cada uno) en el contexto del proyecto industrial eFIB (RTC- 2016-5263-5, MINECO) liderado por SACYR y Universidad Politécnica de Cataluña.

En esta investigación de carácter científico-industrial, la estructura fue analizada bajo cargas permanentes y sobrecargas con el fin de evaluar el patrón de fisuración junto con las deformaciones producidas, llevándola finalmente hasta la rotura. Adicionalmente, utilizando el mismo material, se hormigonaron y posteriormente trasladaron a las instalaciones de la UPC losas rectangulares con el objetivo de estudiar el comportamiento de elementos bajo una configuración de apoyo hiperestático induciendo esfuerzos de flexión y punzonamiento acoplados. Los resultados obtenidos de la campaña experimental se presentan y analizan en esta comunicación. Asimismo, se pone de manifiesto la alta capacidad resistente y la ductilidad de estos forjados mediante el empleo de HRFs.

## Estrategias para compensar la retracción autógena en morteros de altas prestaciones

- **Roberto Rodríguez Álvaro**  
Arquitecto Técnico. Universidade da Coruña. Estudiante de doctorado.  
[roberto.rodriguez1@udc.es](mailto:roberto.rodriguez1@udc.es)
- **Belén González Fonteboa**  
Doctora Ingeniera de Caminos. Universidade da Coruña. Profesora Titular.  
[belen.gonzalez.fonteboa@udc.es](mailto:belen.gonzalez.fonteboa@udc.es)
- **Sindy Seara Paz**  
Doctora Ingeniera de Caminos. Universidade da Coruña. Profesora contratada doctora.  
[gumersinda.spaz@udc.es](mailto:gumersinda.spaz@udc.es)
- **Khandaker M. Anwar Hossain**  
PhD MSc Eng, BSc Eng. Ryerson University. Professor.  
[ahossain@ryerson.ca](mailto:ahossain@ryerson.ca)

#### PALABRAS CLAVE:

Retracción autógena, hormigón de altas prestaciones, óxido de magnesio (MEA), curado interno, condiciones de curado.

#### RESUMEN

La retracción es una de las propiedades que más atención requiere en relación a los hormigones de altas prestaciones (HPC). La baja relación agua/cemento de este tipo de hormi-

gones lleva a pastas de elevada densidad. Esto, sin embargo, no es garantía de durabilidad ya que puede producirse fisuración por efecto de una alta retracción autógena

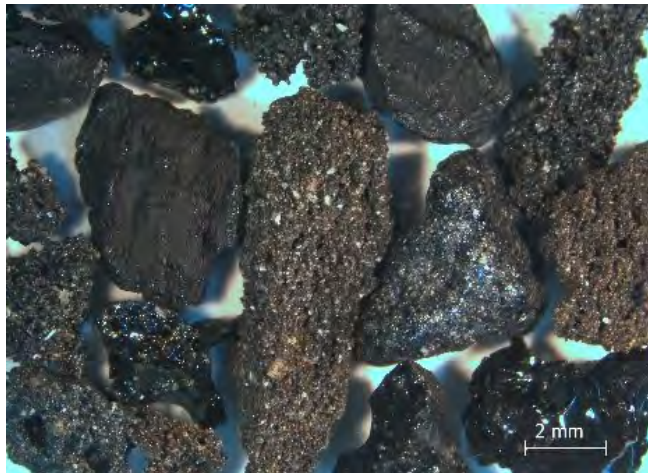


Figura 1. Algunas partículas de CFC.



Figura 2. Probetas para medición de retracción autógena, selladas con papel de aluminio.

Con el propósito de favorecer la estabilidad volumétrica, se han estudiado separada y conjuntamente dos estrategias diferentes: la inclusión de un agente expansivo con base óxido de magnesio (MEA) y el curado interno utilizando cenizas de fondo de carbón como reservorios de agua. Sus efectos han sido estudiados mediante el ensayo de retracción en tres condiciones de curado distintas: sellado, secado al aire e inmersión en agua.

Se han detectado efectos negativos en relación con la retracción por secado cuando se combinan MEA y curado interno, pero debe tenerse en cuenta que las condiciones de secado al aire son muy severas y las probetas utilizadas tienen una ratio superficie/volumen muy elevada. En condiciones de curado por inmersión el uso de MEA es positivo, no detectándose, sin embargo, mejoras cuando además se utiliza curado interno. Por último, en condiciones de sellado, el uso de curado interno favorece la expansión del MEA y compensa parcialmente la retracción autógena. En general, por lo tanto, se considera que el uso de MEA en combinación con curado interno en HPC puede ser efectivo en el control de la estabilidad volumétrica de elementos estructurales.

## Estudio del comportamiento de hormigones de muy alta resistencia sometidos a cargas de choque térmico

- **Héctor Cifuentes Bulté**  
Dr. Ingeniero Industrial. Universidad de Sevilla. Profesor Titular.  
[bulte@us.es](mailto:bulte@us.es)
- **José David Ríos Jiménez**  
Dr. Ingeniero Industrial. Universidad de Sevilla. Investigador Post-doctoral.  
[jdrios@us.es](mailto:jdrios@us.es)
- **Antonio Martínez De La Concha**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Sevilla. Profesor Asociado.  
[delaconcha@us.es](mailto:delaconcha@us.es)

### PALABRAS CLAVE:

Hormigón de muy alta resistencia, mecánica de la fractura, análisis microestructural, tomografía computerizada, análisis experimental, choque térmico.



Figura 1. Ensayo a flexión en tres puntos.

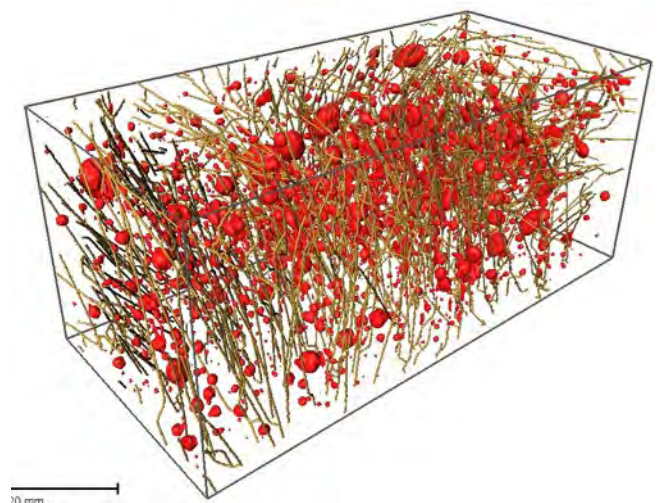


Figura 2. Análisis mediante tomografía computerizada.

### RESUMEN

En este trabajo se realiza un análisis experimental del comportamiento de hormigones de muy altas prestaciones reforzados con fibras de acero y polipropileno sometidos a cargas de choque térmico. Este tipo de materiales puede emplearse

en estructuras de responsabilidad y que estén sometidas a cargas de choque térmico durante su vida útil, como en el caso de depósitos de almacenamiento de vapor o cimentaciones de tanques de sales, entre otros. En estos casos, es necesario conocer el comportamiento de estos materiales ante las modificaciones microestructurales que las cargas de origen térmico y el gradiente de aplicación de las mismas pueda producir. Para ello, se han fabricado distintas probetas (cúbicas, cilíndricas y prismáticas) de hormigones de muy alta resistencia (con y sin refuerzo de fibras de acero como material de control) y se han sometido a un calentamiento progresivo en horno de hasta 300°C y posterior enfriamiento rápido mediante aire o agua. A continuación, se han realizado ensayos de compresión simple, módulo de Young y energía de fractura (ensayos a flexión en tres puntos – figura 1) para la determinación de sus propiedades mecánicas y en fractura residuales. Estos ensayos se han complementado con análisis mediante tomografía computerizada (figura 2) para relacionar los cambios microestructurales observados con la alteración de las propiedades mecánicas.

## *Estudio experimental en empresa de prefabricación de elementos lineales armados con hormigones autocompactantes incorporando áridos reciclados*

- **Francisco Fiol Oliván**  
Dr.Ingeniero Edificación. Universidad de Burgos PTEU.  
[ffiol@ubu.es](mailto:ffiol@ubu.es)
- **Carlos Thomas García**  
Dr Físicas. Universidad Cantabria. Responsable LADICIM.  
[carlos.thomas@unican.es](mailto:carlos.thomas@unican.es)
- **Carmelo Muñoz Ruiperez**  
Dr.Ingeniero Edificación. Universidad Burgos PTEU.
- **Víctor Revilla**  
Ing. Caminos. Universidad Burgos. Beca predoctoral.  
[v.revilla@ubu.es](mailto:v.revilla@ubu.es)
- **Juan Manuel Manso Villalain**  
Dr. Ingeniero Caminos. UBU. Catedrático.  
[jmmanso@ubu.es](mailto:jmmanso@ubu.es)
- **Vanesa Ortega**  
Dr. Ingeniero Agrícola. Universidad de Burgos PTUN.  
[v.ortega@ubu.es](mailto:v.ortega@ubu.es)
- **Marta Skaf**  
Dr. Ingeniero Caminos. Universidad de Burgos PTUN.  
[m.skaf@ubu.es](mailto:m.skaf@ubu.es)

### **PALABRAS CLAVE:**

Hormigón reciclado, prefabricación, árido reciclado, autocompactante, vigas, flexión, cortante, sostenibilidad.

### **RESUMEN**

Las empresas de prefabricados fabrican grandes volúmenes de hormigón aplicado a piezas de grandes prestaciones y calidad, pero también se producen rechazos, restos de amasadas, piezas no conformes, cuya reutilización mediante trituración permite obtener un árido de muy buena calidad que puede volver a ser incorporado nuevos hormigones que conforman las piezas prefabricadas.



Figura 1. Almacenaje de piezas desechadas.

Se caracteriza el nuevo árido reciclado (RAC) así obtenido y tomando como partida las dosificaciones que utiliza la empresa de prefabricados (hormigón de control HR 45 0%) se diseña un nuevo hormigón de resistencia HR-45-100% sustituyendo el árido natural grueso (4/12) por un 100% de RAC.

En el laboratorio se realizan ensayos de determinación de sus propiedades mecánicas, para posteriormente, en una siguiente fase, ensayar sus propiedades frente a la durabilidad.

El análisis se completa con la comprobación a nivel industrial, en la propia factoría, de los aspectos antes descritos. Se elaboran elementos lineales de sección 15x25 y longitud 1.50 m. elaboradas con los hormigones objeto del presente estudio y comprobando su comportamiento a flexión, cortante y deformación diferida. Los resultados del nuevo hormigón con RAC son satisfactorios comparados con el hormigón de control, lo cual responde a su aplicabilidad representando un ejemplo de sostenibilidad extensible para el sector de prefabricación.

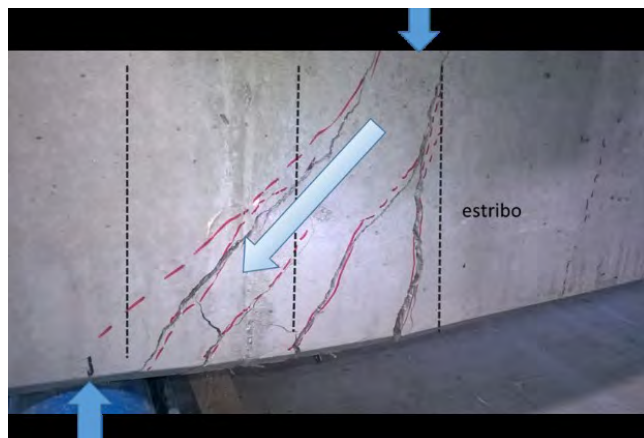


Figura 2. Proceso de fisuración por mecanismo de bielas de compresión cortante.

## *Evaluación de los mecanismos de transferencia a corte en una fisura de hormigón reforzado con fibras de polipropileno*

- **Francisco Ortiz Navas**  
Ingeniero Civil, Máster en Ingeniería del Hormigón. Universitat Politècnica de València. Doctorando.  
[fraorna@doctor.upv.es](mailto:fraorna@doctor.upv.es)
- **Juan Navarro Gregori**  
Ingeniero de Caminos. Doctor por la UPV. Universitat Politècnica de València. Profesor titular.  
[juanagre@cst.upv.es](mailto:juanagre@cst.upv.es)

• **Pedro Serna Ros**

Doctor ingeniero en Caminos Canales y Puertos. Universitat Politecnica de Valencia. Catedrático.

[pserna@cst.upv.es](mailto:pserna@cst.upv.es)

**PALABRAS CLAVE:**

Engranamiento de áridos, cortante, PFRC, fisura de cortante, polipropileno.

**RESUMEN**

Varias investigaciones han demostrado la efectividad de las fibras para aumentar la resistencia a corte de elementos estructurales. Este efecto principalmente se debe al potencial de las fibras para unir las caras de las fisuras de corte y continuar transfiriendo tensiones a lo largo de la misma por engranamiento de áridos. En las últimas décadas, se han propuesto varios modelos para explicar el mecanismo de acción de las fibras en una fisura de cortante. La mayoría de modelos han sido desarrollados en función de la dispersión de la fibra dentro de la matriz, la inclinación de las fibras a lo largo de la fisura, el tipo de fibra, su esbeltez, y su esfuerzo de arrancamiento. Además, muchos de estos modelos han sido desarrollados exclusivamente para fibras de acero con determinadas características de adherencia, lo cual limita su uso cuando se emplean fibras con diferentes materiales y formas. Este artículo presenta un estudio sobre la transmisión de esfuerzos cortantes en una fisura de hormigón reforzado con fibras. El modelo desarrollado incluye mecanismos como las pre-compresiones y confinamiento, el engranamiento de áridos, y el efecto de las fibras. Este último introducido en función de las propiedades a tracción del hormigón con fibras. El modelo es comparado con 16 resultados experimentales de probetas Push-off de hormigón tradicional y hormigón reforzado con fibras de polipropileno. El modelo propuesto es capaz de representar de una manera robusta todos los mecanismos de transferencia actuantes en una fisura de cortante. En el caso de engranamiento de áridos en ambos hormigones el modelo de Walraven-Reinhardt ha sido el que mejor se ajusta a los resultados experimentales. Finalmente se evidencia que, en el caso del hormigón reforzado con fibras, es posible describir el aporte de las fibras en la mecánica de fractura de una fisura en Modo II, con resultados de esfuerzos-desplazamientos del hormigón con fibras obtenidos mediante fracturas de tipo Modo I.

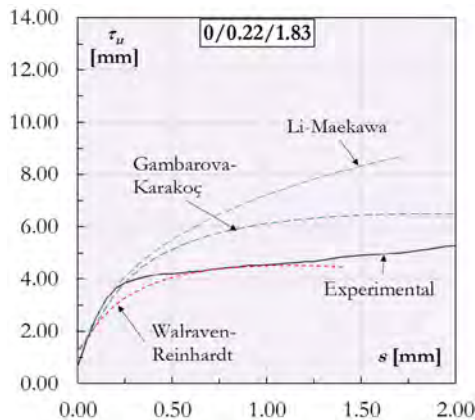


Figura 1. Resultados espécimen sin fibras 0/0.22/1.83.

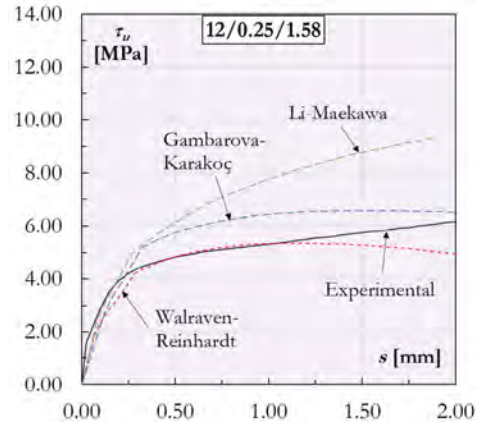


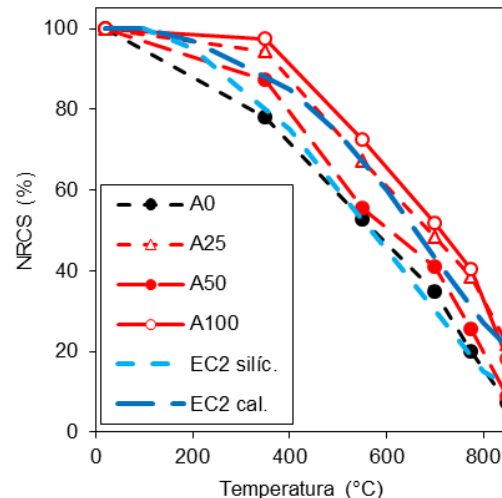
Figura 2. Resultados espécimen con fibras 12/0.25/1.58.

**Evaluación experimental del efecto de la temperatura extrema y porcentaje de remplazo en la resistencia a compresión de hormigones reciclados**

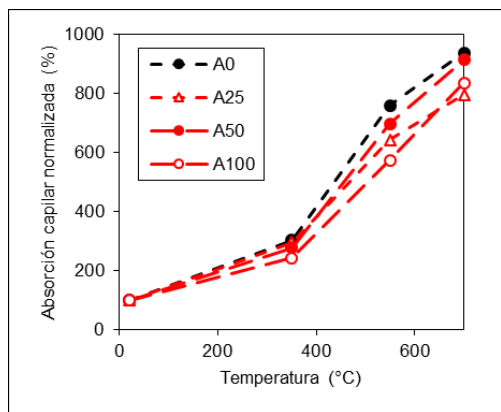
- **Francisco de Borja Varona Moya**  
Dr. Ingeniero Industrial. Universidad de Alicante. Profesor Contratado Doctor.  
[borja.varona@ua.es](mailto:borja.varona@ua.es)
- **Francisco Baeza Brotons**  
Dr. Ingeniero Civil. Universidad de Alicante. Profesor Contratado Doctor.  
[fbaeza.brotons@ua.es](mailto:fbaeza.brotons@ua.es)
- **Antonio José Tenza Abril**  
Dr. Ingeniero Geólogo, Ing. Civil. Universidad de Alicante. Profesor Contratado Doctor.  
[ajt.abril@ua.es](mailto:ajt.abril@ua.es)
- **Francisco Javier Baeza De Los Santos**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Alicante. Profesor Titular.  
[fj.baeza@ua.es](mailto:fj.baeza@ua.es)

**PALABRAS CLAVE:**

Materiales, base cemento, metálicos, textiles, madera, vidrio, cerámicos, polímeros, nuevas aleaciones.



a)



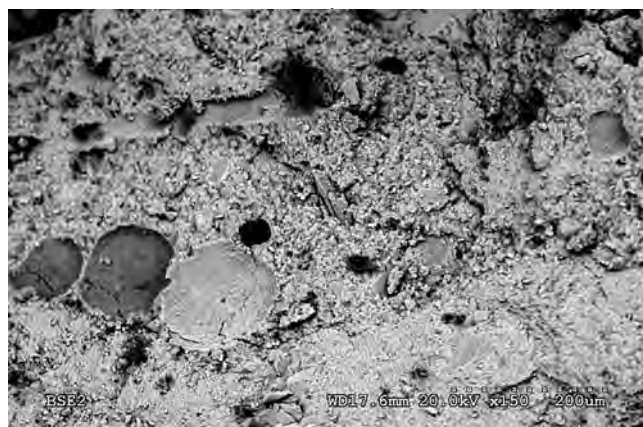
b)

Figura 1 Evolución de propiedades de hormigones reciclados a altas temperaturas: resistencia residual normalizada a compresión (a); absorción capilar normalizada (b).

## RESUMEN

El interés creciente en la gestión sostenible de los procesos productivos es de especial relevancia para justificar medidas especiales en el proyecto y ejecución de estructuras de hormigón. Entre las distintas alternativas cobra especial relevancia el empleo de hormigones con áridos reciclados, que incorporan áridos provenientes de residuos de construcción y demolición. Esta posibilidad permite cerrar de una forma ideal el ciclo del proceso productivo del hormigón, con un evidente beneficio ambiental. La Instrucción EHE-08 admite hasta un 20% de sustitución de la fracción gruesa de árido con producto reciclado, sin que ello modifique las características resistentes y modelos de comportamiento estructural prescritos para hormigones convencionales. En este trabajo se presentan los resultados de una campaña experimental centrada en el comportamiento de hormigones con porcentajes de sustitución del 25% (A25), 50% (A50) y 100% (A100) de la fracción gruesa de árido. La principal novedad de la investigación estriba en el estudio no sólo a temperatura ambiente sino también a temperaturas elevadas que se alcanzan en situación extraordinaria de incendio: 350, 550, 700, 775 y 850 °C. Además de ensayos de resistencia a compresión, se realizaron otros ensayos complementarios: pérdida de masa, medida de propiedades dinámicas por ultrasonidos, ensayos de capilaridad y microscopía electrónica. En la figura 1-a se recogen los principales resultados del trabajo, concernientes a la evolución del porcentaje de resistencia residual a compresión respecto de la original a temperatura ambiente (*normalised residual compressive strength*, NRCS). Puede apreciarse que el hormigón de control (A0) evolucionaría acorde con la curva prescrita por el Eurocódigo 2 Parte 1-2 para el caso de hormigones con áridos silíceos, aún a pesar de haberse fabricado con áridos naturales de origen calizo, que sufren teóricamente menor deterioro que aquéllos. Los tres hormigones con áridos reciclados mejoran el comportamiento residual tras exposición a temperaturas extremas y, concretamente, en el caso del porcentaje de sustitución del 100% el comportamiento residual es incluso superior al que cabría esperar de la curva teórica del Eurocódigo 2 para hormigones con áridos calizos. Por otro lado, las medidas de la evolución del coeficiente de absorción capilar a altas temperaturas en los hormigones con árido reciclado resultaron inferiores a las del hormigón de áridos naturales (figura 1-b). Este mejor comportamiento de los hormigones con áridos

reciclados en comparación con los hormigones con áridos naturales podría ser atribuible a la mayor compatibilidad térmica de la pasta de cemento del hormigón nuevo con la pasta de cemento presente y adherida a los áridos reciclados. Las fotografías SEM vendrían a avalar esta hipótesis. La figura 2-a ilustra la separación en la interfase pasta-árido debida a la incompatibilidad térmica tras exposición a 550 °C. En la figura. 2-b se aprecian las dos pastas de cemento nueva y vieja, sin degradación de la interfase.



b)

Figura 2 Fotografías SEM de hormigones expuestos a 550 °C: hormigón con áridos naturales (a); hormigón con 100% de árido reciclado (b).

## Hormigones de ultra altas prestaciones y su aplicación a problemáticas de árido-álcali en estructuras existentes

- **Noemí Corral Moraleda**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. LRA INFRASTRUCTURES CONSULTING. Ingeniero de Estructuras.  
[noemicorral@lraingenieria.es](mailto:noemicorral@lraingenieria.es)
- **Paloma Lampaya Nasarre**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. LRA INFRASTRUCTURES CONSULTING. Jefa de Departamento de Conservación de Estructuras.  
[palomalampaya@lraingenieria.es](mailto:palomalampaya@lraingenieria.es)
- **Tomás Ripa Alonso**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. LRA INFRASTRUCTURES CONSULTING. Socio Director.  
[tomasripa@lraingenieria.es](mailto:tomasripa@lraingenieria.es)

## PALABRAS CLAVE:

Árido-álcali, hormigón UAP (UHPC), refuerzo, rehabilitación estructuras existentes

## RESUMEN

A partir del ejemplo de dos rehabilitaciones concretas, se expone la aplicación de hormigones de Ultra Altas Prestaciones (en adelante HUAP) como solución para el refuerzo y la impermeabilización de estructuras existentes con problemática de reactividad árido-álcali. Si bien es cierto que a día de hoy no existe una reparación universal para esta problemática, se están desarrollando soluciones para frenar el avance de esta patología, actuando sobre las condiciones de impermeabilidad de la estructura y evitando así que la presencia de agua favorezca el proceso de degradación.



Figura 1. Fisuración consecuencia de los procesos reactivos tipo árido-álcali (cara inferior de la losa).



Figura 2: Ejecución de hormigón de refuerzo e impermeabilización.

En este contexto, el uso de los HUAP como respuesta a esta patología conjuga dos aspectos de gran interés. Por un lado, las excelentes características resistentes de este tipo de hormigones los convierte en una solución idónea como refuerzo estructural de losas afectadas por reactividad árido-álcali que, como consecuencia, han visto mermada su capacidad resistente. Así, el volumen de HUAP vertido, aunque incrementa el peso propio, aumenta, en mayor proporción, la resistencia de las secciones. Por otro lado, la elevada compacidad de los HUAP conlleva la creación de barreras altamente eficaces que aíslan al hormigón original de la entrada de agua, ralentizando el proceso de degradación y mejorando notablemente la durabilidad de la estructura.

A pesar de que esta aplicación de los HUAP es, hasta la fecha, limitado, habiéndose utilizado mayoritariamente en elementos arquitectónicos de geometría compleja, las experiencias adquiridas en las obras referidas confirman el reto que supone caracterizar el hormigón en cada caso. Así, profundiza en la disyuntiva de utilizar los hormigones disponibles comercialmente en el mercado frente a la opción de prescribir y fabricar un hormigón de este tipo por prestaciones, junto con las decisiones que debe tomar el proyectista en relación a las prestaciones a exigir, características mecánicas a obtener, tipos de fibras, ductilidad y leyes constitutivas, entre otras.

## *Influencia de las fibras metálicas sobre hormigones estructurales esbeltos. Incorporación de fibras metálicas como sustitutas de armadura pasiva*

- **Laura González Suárez**  
Ingeniera Civil. Universidad de Cantabria (LADICIM). Investigadora.  
[gsuarezl@unican.es](mailto:gsuarezl@unican.es)
- **Carlos Thomas García**  
Dr. Ciencias Físicas. Universidad de Cantabria (LADICIM). Dtor. de calidad adjunto.  
[thomasc@unican.es](mailto:thomasc@unican.es)
- **Jokin Rico Arenal**  
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. INGEDID. Dtor. de desarrollo e innovación.  
[jokinrico@ingecid.es](mailto:jokinrico@ingecid.es)
- **Jesús Setién Marquinez**  
Dr. Ciencias Físicas. Universidad de Cantabria (LADICIM). Profesor titular.  
[setienj@unican.es](mailto:setienj@unican.es)
- **Juan Antonio Polanco Madrazo**  
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria (LADICIM). Catedrático.  
[juan.polanco@unican.es](mailto:juan.polanco@unican.es)
- **Francisco Ballester Muñoz**  
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria. (GITECO). Catedrático.  
[francisco.ballester@unican.es](mailto:francisco.ballester@unican.es)
- **María N. Sánchez Pallarés**  
Lda CC Químicas. gGravity (Servicio de Materiales y Firmes). Técnico de Materiales, Hormigones y Firmes.  
[mnsanchezp@ggravityeng.com](mailto:mnsanchezp@ggravityeng.com)

## PALABRAS CLAVE:

Hormigón, fibras, armadura, torres eólicas.

## RESUMEN

Los hormigones reforzados con fibra son hormigones que incluyen en su composición fibras cortas que se distribuyen aleatoriamente en su masa. La aplicación de estos hormigones puede ser estructural, pudiéndose sustituir total o parcialmente la armadura en algunas aplicaciones. Esta sustitución puede reducir costes, pesos y espesores de las capas de hormigón, pudiendo acelerar el proceso de colocación del mismo. Teniendo en cuenta las ventajas que proporciona el uso del hormigón con fibras en sustitución de la armadura tradicional, se ha realizado un estudio dentro de un proyecto de investigación en el que se han determinado las características físico-mecánicas en laboratorio, ha-

ciendo especial hincapié en la resistencia a flexión de los mismos y comparándola con la resistencia a compresión, consiguiendo ajustar la evolución de ambas resistencias a una ecuación logarítmica, observando que siguen la misma tendencia.



Figura 1. Detalle de la colocación del LVDT.



Figura 2. Colocación de la probeta en la máquina de ensayo.

## Influencia del contenido de cloruros iniciales del hormigón en el acortamiento de su vida útil

- **Pilar Alaejos Gutiérrez**  
Dr Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales CEDEX. Jefe del Área de Ciencia de Materiales.  
[palaejos@cedex.es](mailto:palaejos@cedex.es)
- **Víctor D. Lanza Fernández**  
Dr Ingeniero Químico. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales CEDEX. Coordinador Programa Durabilidad del Hormigón.  
[vlanza@cedex.es](mailto:vlanza@cedex.es)
- **Susana Fernández García**  
Dr Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales CEDEX. Técnico Área Ciencia de Materiales  
[sfernandezg@cedex.es](mailto:sfernandezg@cedex.es)

### PALABRAS CLAVE:

Cloruros iniciales, hormigón armado, hormigón pretensado, vida útil.

## RESUMEN

El artículo 31 de la Instrucción EHE -08 establece una limitación al ión cloruro contenido en el hormigón (suma del aportado por cada uno de sus componentes), que no debe exceder del 0,2% en peso de cemento en el caso de las obras de hormigón pretensado y del 0,4% en peso de cemento para obras de hormigón armado u obras de hormigón en masa que contenga armaduras para reducir la fisuración.

La presencia de un contenido inicial de cloruros alto en el hormigón, incluso cumpliendo los límites normativos indicados, puede suponer un importante recorte de la vida útil de una estructura. Así, en la ponencia se expondrá un caso real de una estructura de hormigón armado en contacto con el agua de mar, que fue colocado con un contenido de cloruros próximo al límite admitido por la Instrucción EHE-08 (0.4%), lo cual originó una pérdida de vida útil que se vio reducida prácticamente a la mitad por esta causa. Se presentarán los resultados experimentales: perfiles de cloruros, patología de corrosión observada así como la cuantificación de la vida útil teórica y real alcanzada por la estructura.

Como conclusión del caso real expuesto, se valorará el cambio introducido en el nuevo Código Estructural, que ha reducido notablemente los requisitos a exigir del contenido inicial de cloruros del hormigón, para evitar la aparición de casos como el expuesto en la presente ponencia.



Figura 1. Recubrimiento en paramento exterior de la superestructura.



Figura 2. Daños generalizados por corrosión.

## Modelado de vigas armadas de hormigón de muy alto rendimiento

- **Eduardo J. Mezquida Alcaraz**  
Ingeniero de Caminos. Universitat Politècnica de València. PhD student.  
[edmezal@alumni.upv.es](mailto:edmezal@alumni.upv.es)

- **Juan Navarro Gregori**  
Ingeniero de Caminos. Doctor por la UPV. Universitat Politècnica de València. Profesor Titular.  
[juanagre@cst.upv.es](mailto:juanagre@cst.upv.es)
- **Pedro Serna Ros**  
Doctor Ingeniero de Caminos. Universitat Politècnica de València. Catedrático.  
[pserna@cst.upv.es](mailto:pserna@cst.upv.es)

**PALABRAS CLAVE:**

Hormigón de muy alto rendimiento, elementos finitos, modelado, comportamiento constitutivo a tracción, validación, ensayo a flexión a cuatro puntos, hipótesis discreta, hipótesis difusa, armado, estructura.

**RESUMEN**

El hormigón de muy alto rendimiento (HMAR) es un tipo de hormigón que se caracteriza por una gran resistencia a compresión (más de 120MPa) y a tracción (más de 7MPa). La caracterización a tracción del HMAR es un tema que aún continúa siendo un reto para los investigadores. En nuestro grupo de investigación se ha llevado a cabo el desarrollo de un método simplificado: *simplified four-point bending test inverse analysis* (4PB-IA) para la obtención de los parámetros constitutivos a tracción del HMAR a partir de la curva tensión-deflexión a centro de vano experimental obtenida del ensayo de flexión a cuatro puntos (FPBT). Tras la validación numérica del método, se ha procedido a modelar diferentes tipos de elementos armados con el objetivo final de llegar al modelado de la estructura y ser capaces de ofrecer un modelo fiable para el diseño de elementos de HMAR. Por tanto, en este sentido, se ha llevado a cabo el modelado de vigas cortas armadas (consideradas como regiones D) y de vigas de mayor longitud (consideradas como regiones B). Para ello se ha desarrollado un modelo de elementos finitos (FEM) teniendo en cuenta dos tipos de hipótesis para la simulación computacional de la propagación de la fisura: hipótesis de fisuración difusa e hipótesis de fisuración discreta. Como parámetros que definen el comportamiento constitutivo del HMAR en tracción para el FEM, se ha utilizado los resultados de aplicar el 4PB-IA a probetas prismáticas de HMAR ensayadas con el FPBT. Tras la simulación llevada a cabo por el FEM se observa que, tanto para la hipótesis difusa como para la hipótesis discreta del modelo, se obtienen resultados muy fiables a niveles de carga tanto en servicio como en rotura.

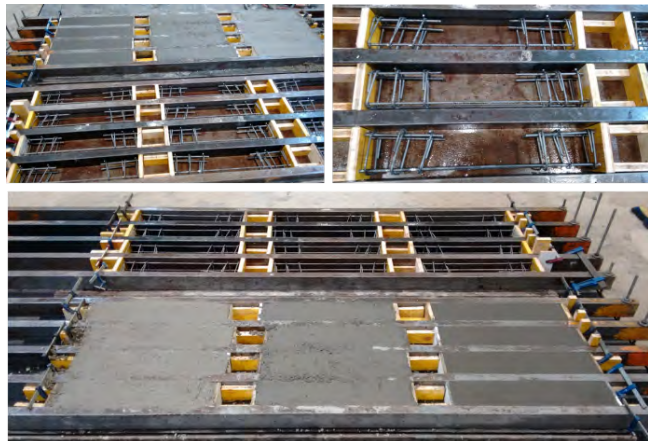


Figura 1. Campaña experimental de vigas cortas.

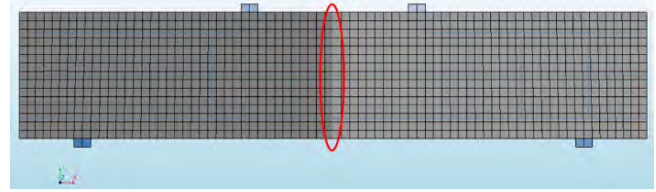


Figura 2. Mallado de las vigas.

## Evaluación del comportamiento de un hormigón autocompactante con árido reciclado grueso y fino

- **Víctor Revilla-Cuesta**  
Civil Engineer. UBU University. PhD Student.  
[vrevilla@ubu.es](mailto:vrevilla@ubu.es)
- **José Antonio Chica Paez**  
Doctor. Tecnalia Research & Innovation. Digital Construction Area Director.  
[joseantonio.chica@tecnalia.com](mailto:joseantonio.chica@tecnalia.com)
- **José Antonio De La Fuente Alonso**  
Doctor. UBU University. Associate Professor.  
[jafuente@ubu.es](mailto:jafuente@ubu.es)
- **Estibaliz Briz Blanco**  
Doctor. UPV/EHU University. Assistant Professor.  
[estibaliz.briz@ehu.es](mailto:estibaliz.briz@ehu.es)
- **Jorge Javier Hernández Bagaces**  
Building Engineer. UBU University. PhD Student.  
[jjhernandez@ubu.es](mailto:jjhernandez@ubu.es)
- **Vanesa Ortega-López**  
Doctor. UBU University. Associate Professor.  
[vortega@ubu.es](mailto:vortega@ubu.es)

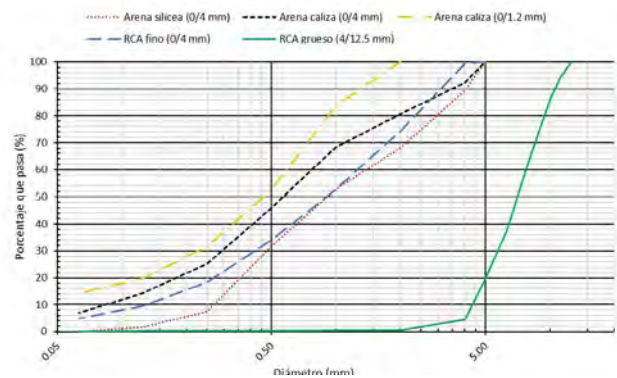


Figura 1. Curva granulométrica de todos los áridos empleados.

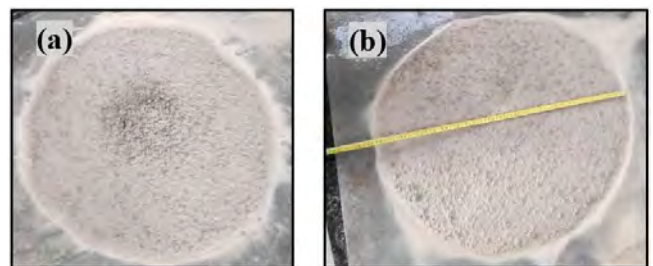


Figura 2. SCC-100C-50F-L. a- Estado inicial (segregación de árido grueso en la parte central). b- Estado final (mezcla homogénea sin segregación).



## PALABRAS CLAVE:

Sostenibilidad, árido reciclado, hormigón autocompactante, gestión de residuos.

## RESUMEN

La reutilización de residuos permite reducir el consumo de recursos naturales y las emisiones de CO<sub>2</sub> a la atmósfera causadas por la actividad extractiva, así como la ocupación de tierra en potenciales vertederos, fomentándose así una economía más circular. Acorde a esto, este artículo evalúa el comportamiento de un hormigón autocompactante elaborado con árido reciclado de hormigón. Los porcentajes de sustitución del árido natural por este residuo fueron del 100% para la fracción gruesa y del 50% en volumen para a fracción fina. Se analiza su validez para uso estructural tanto en estado fresco como en estado endurecido y su comportamiento con diferentes áridos naturales.

## Uso potencial de escorias de acero inoxidable en la fabricación de hormigón autocompactante

- **Julia Rosales García**  
PhD. University of Córdoba. Research professor  
[jrosales@uco.es](mailto:jrosales@uco.es)
- **Juan F. Almagro Bello**  
PhD. Acerinox Europa S.A.U. Laboratory & Research Sec. Manager .  
[juan.almagro@acerinox.com](mailto:juan.almagro@acerinox.com)
- **Manuel Cabrera Montenegro**  
PhD. University of Córdoba. Research professor.  
[manuel.cabrera@uco.es](mailto:manuel.cabrera@uco.es)
- **Esther Quirós Pino**  
Chemical Degree. Acerinox Europa S.A.U. Technical Department. Laboratory Section .  
[esther.quiros@acerinox.com](mailto:esther.quiros@acerinox.com)
- **Francisco Agrela Sainz**  
Professor - Construction Engineering. University of Cordoba.  
[fagrela@uco.es](mailto:fagrela@uco.es)

## PALABRAS CLAVE:

Escorias acero inoxidable, hormigón autocompactante, resistencia y durabilidad.

## RESUMEN

El volumen de escorias generadas en un sector en constante crecimiento como es la producción de acero inoxidable conlleva el planteamiento de nuevas vías para su reutilización. Este trabajo muestra la viabilidad de uso de escorias de acero inoxidable como sustituto de filler calizo en la fabricación de hormigón autocompactante.

Se estudió la influencia de diferentes tratamientos aplicados a las escorias en las propiedades físicas y químicas. Por otro lado, se ha analizado el comportamiento mecánico, así como la durabilidad adquirida en el hormigón autocompactante.



Figura 1. Curva granulométrica de todos los áridos empleados.

Se obtuvieron resultados muy alentadores, ya que se demuestra a través de esta investigación, la posible aplicación de estos SS como material de construcción, mejorando la sostenibilidad y promoviendo procesos de economía circular, que se logran mediante la minimización de la eliminación y acumulación de residuos.



Figura 2. Procesamientos EAI.

## Uso prometedor de la escoria blanca de acería en materiales de construcción

- **Amaia Santamaria León**  
Doctor. UPV/EHU University. Assistant Professor.  
[amaia.santamaria@ehu.es](mailto:amaia.santamaria@ehu.es)
- **Marta Skaf Revenga**  
Doctor. UBU University. Assistant Professor.  
[mskaf@ubu.es](mailto:mskaf@ubu.es)
- **Vanesa Ortega López**  
Doctor. UBU University. Associate Professor.  
[vortega@ubu.es](mailto:vortega@ubu.es)
- **José Tomás San José Lombera**  
Doctor. UPV/EHU University. Associate Professor.  
[josetomas.sanjose@ehu.es](mailto:josetomas.sanjose@ehu.es)
- **Flora Faleschini**  
Doctor. University of Padova. Associate Professor.  
[flora.faleschini@unipd.it](mailto:flora.faleschini@unipd.it)
- **Javier Jesús González Martínez**  
Doctor. UPV/EHU University. Professor.  
[javierjesus.gonzalez@ehu.es](mailto:javierjesus.gonzalez@ehu.es)

## PALABRAS CLAVE:

Escoria Blanca, Cemento Portland, Morteros, Compuestos expansivos.



## Radioactividad natural de granitos empleados en la preparación de cementos y hormigones

- **Mar Alonso López**  
Dra. CC. Químicas. Insto. Eduardo Torroja (CSIC). Científica Titular de OPIS.  
[mmalonso@ietcc.csic.es](mailto:mmalonso@ietcc.csic.es)
- **José Antonio Suarez Navarro**  
Dr. CC. Químicas. CIEMAT. Científico Titular de OPIS.  
[ja.suarez@ciemat.es](mailto:ja.suarez@ciemat.es)
- **Catalina Gascó Leonarte**  
Dra. CC. Químicas. CIEMAT. Científico Titular de OPIS.  
[catalina.gasco@ciemat.es](mailto:catalina.gasco@ciemat.es)
- **Miguel Ángel Sanjuán Barbudo**  
Dr. Químicas. Instituto Español Cemento y sus Aplicaciones. Responsable Sección Cementos.  
[masanjuan@ieca.es](mailto:masanjuan@ieca.es)
- **Cristina Argiz Lucio**  
Dra. CC. Químicas. E.T.S. ING. CAMINOS CANALES Y P. (UPM). Profesor Ayudante Doctor.  
[cg.argiz@upm.es](mailto:cg.argiz@upm.es)
- **Francisca Puertas Maroto**  
Dra. CC. Químicas. Insto. Eduardo Torroja (CSIC). Profesora de Investigación del CSIC.  
[puertasf@ietcc.csic.es](mailto:puertasf@ietcc.csic.es)

### PALABRAS CLAVE:

Granito, morteros, radioactividad natural, granulometría, mineralogía.

### RESUMEN

El ser humano, por el hecho de vivir en la Tierra, está expuesto a radiaciones ionizantes, y por lo tanto nocivas para la salud, que provienen por una parte de las radiaciones cósmicas y por otro de los materiales geológicos de la corteza terrestre. Algunas rocas y minerales, por su contenido en elementos como el uranio o el torio, pueden presentar mayor radioactividad natural que otros. Una de estas rocas, es el granito, comúnmente empleado en construcción bien en forma de roca o como árido en la preparación de morteros y hormigones. En España hay zonas como Galicia, donde en los últimos años se han observado efectos adversos en ciertas poblaciones donde el uso de granitos está muy extendido como material de construcción. En este sentido, en el año 2013 el Consejo de la Unión Europea estableció la Directiva 2013/59/EURATOM, de 5 de diciembre que fijó los límites de radioactividad natural a la que el ser humano puede exponerse procedente de los materiales de construcción.

En este trabajo se han caracterizado tres granitos gallegos de tres canteras diferentes desde el punto de vista químico, mineralógico y radiológico, estableciendo las relaciones existentes entre la granulometría y mineralogía de los mismos, con los valores de radioactividad natural obtenidos. Los tres granitos presentan valores de actividad superiores a los fijados en la directiva europea. Así mismo, se han elaborado probetas de mortero con dichos granitos como áridos y se han determinado sus resistencias mecánicas y los índices de actividad radiológica de dichos morteros. En este caso, se observa un efecto de dilución en los valores de radioactividad obtenidos.

Los resultados han mostrado claras diferencias en la radioactividad de los tres granitos y su influencia final en los morteros elaborados.

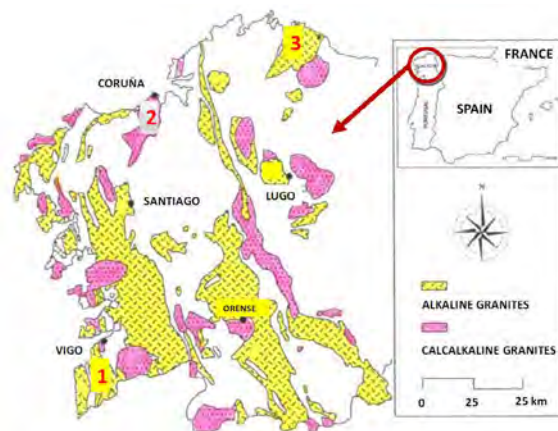


Figura 1. Localización de las tres canteras de granito (Coruña, Vigo y Lugo) en el mapa de Galicia.

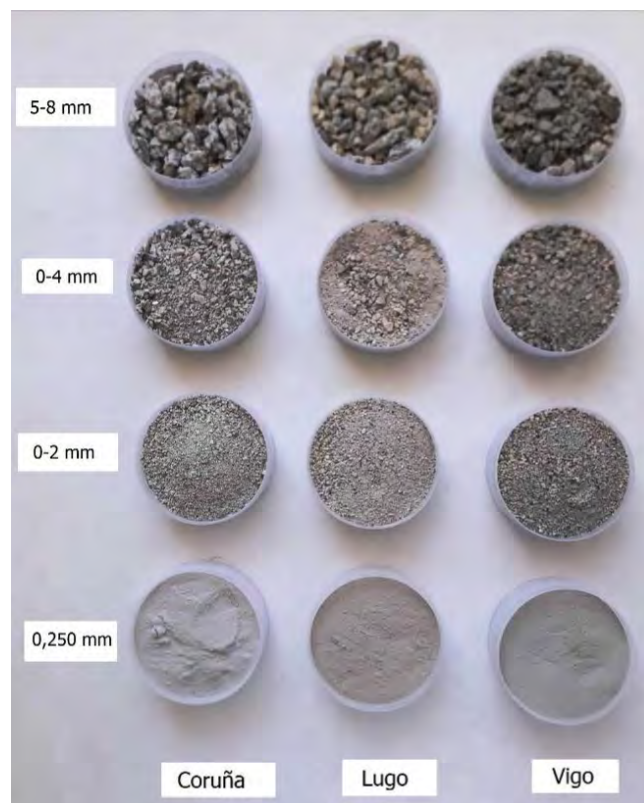


Figura 2. Muestras de granitos. Diferentes fracciones granulométricas.

## Corrosión bajo tensión, de armaduras de acero inoxidable expuestas a un ambiente con cloruros

- **Estibaliz Briz Blanco**  
Industrial Engineer. University of The Basque Country (UPV/EHU) Professor  
[estibaliz.briz@ehu.es](mailto:estibaliz.briz@ehu.es)

- **Leire Garmendia Arrieta**  
Industrial Engineer. University of The Basque Country (UPV/EHU). Profesor  
[leire.garmendia@ehu.eus](mailto:leire.garmendia@ehu.eus)
- **Iñigo Calderon Urizar-Aldaca**  
Civil Engineer. Tecnalia Research & Innovation. Researcher  
[inigo.calderon@tecnalia.com](mailto:inigo.calderon@tecnalia.com)
- **Jesus Cuadrado Rojo**  
Industrial Engineer. University of The Basque Country (UPV/EHU). Profesor.  
[jesus.cuadrado@ehu.eus](mailto:jesus.cuadrado@ehu.eus)
- **Maria Victoria Biezma Moraleda**  
Chemical Sciences. University of Cantabria (UC). Professor.  
[maria.biezma@unican.es](mailto:maria.biezma@unican.es)
- **David Martínez Bastidas**  
Chemical Sciences. The University of Akron. Professor.  
[dbastidas@uakron.edu](mailto:dbastidas@uakron.edu)

**PALABRAS CLAVE:**

Hormigón armado, cloruros, corrosión bajo tensión, armadura de acero inoxidable.

**RESUMEN**

Cuando una estructura de hormigón armado se emplaza en un ambiente marino, los cloruros penetran a través de los poros de hormigón reduciendo su alcalinidad y rompiendo la capa pasiva formada alrededor de la armadura. La acción simultánea de las cargas y los cloruros reducen la ductilidad drásticamente produciendo el colapso repentino de la estructura por rotura frágil de la armadura; fenómeno conocido como corrosión bajo tensión (CBT). Las armaduras de acero inoxidable se emplean cada vez más para evitar este efecto. Sin embargo, la falta de resultados concluyentes impide desarrollar una normativa que permita aprovechar las características fisicomecánicas de estos aceros. En el presente trabajo se analiza el comportamiento en CBT de los aceros 2205DSS y 2001LDSS.

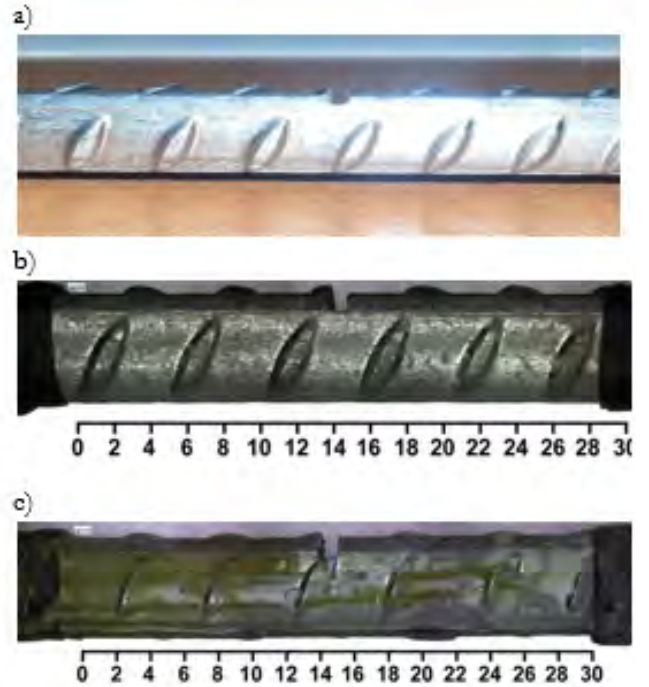


Figura 2. a) Estado de las armaduras 2001 LDSS y 2205 DSS antes del ensayo y una vez finalizado el ensayo b) 2205 DSS c) 2001LDSS.

**Utilización segura de áridos potencialmente reactivos en el hormigón**

- **Víctor D. Lanza Fernández**  
Dr. Ingeniero Químico. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales CEDEX. Coordinador de Programa Durabilidad del hormigón  
[vlanza@cedex.es](mailto:vlanza@cedex.es)
- **Pilar Alaejos Gutiérrez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales CEDEX. Jefa de Área de Ciencia de Materiales  
[palaejos@cedex.es](mailto:palaejos@cedex.es)

**PALABRAS CLAVE:**

Reacción álcali árido, áridos reactivos, hormigón, adición puzolánica.

**RESUMEN**

La reacción álcali árido se produce cuando algunas formas de sílice presentes en los áridos reaccionan con los álcalis del hormigón para generar productos expansivos, ocasionando el deterioro del hormigón.

La presencia de un árido potencialmente reactivo en el hormigón es condición necesaria, pero no suficiente, para que esta patología tenga lugar. La disminución de alcalinos o la presencia de adiciones puzolánicas en el hormigón pueden ser herramientas para utilizar áridos potencialmente reactivos con seguridad. Aunque ambas condiciones quedan recogidas en la actual Instrucción, no se indica que metodología seguir para validar el uso de áridos reactivos con seguridad.

Esta comunicación muestra la metodología seguida en el CEDEX para garantizar el uso de áridos potencialmente reac-

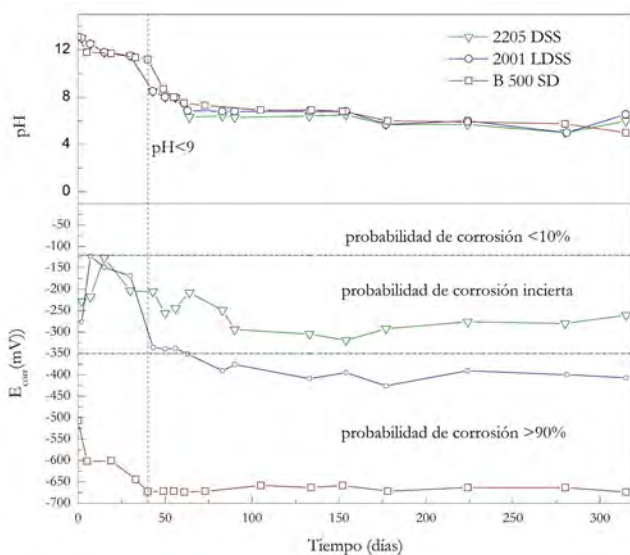


Figura 1. Probabilidad de corrosión en el tiempo.

tivos con seguridad. Para ello, se exponen dos casos reales en los que los áridos que se van a utilizar se han clasificado como potencialmente reactivos, tanto en la petrografía como en el ensayo acelerado de barras de mortero. La sustitución de estos áridos por otros inocuos es muy dificultosa y cara.

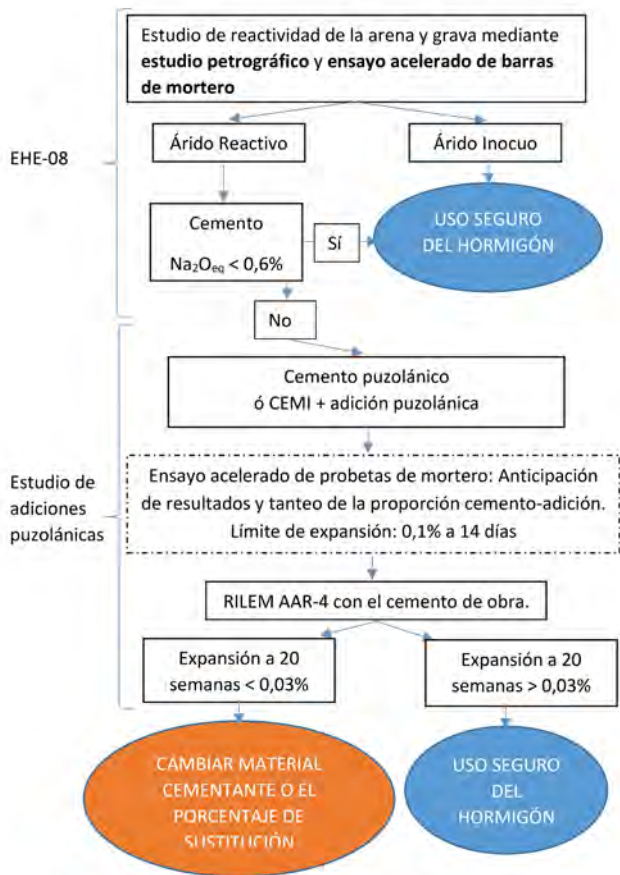


Figura 1. Metodología seguida en el CEDEX.

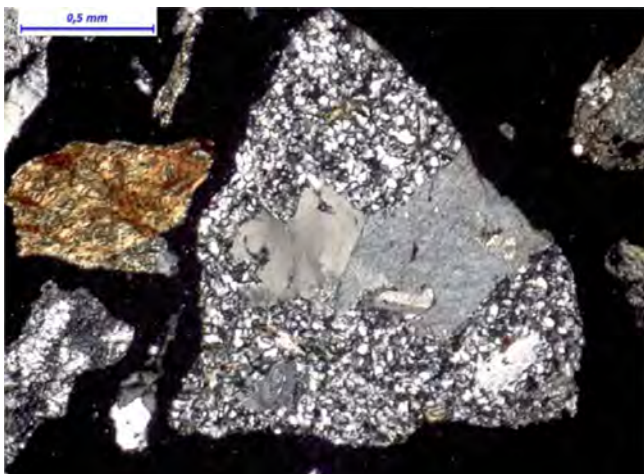


Figura 2. Cuarzita microcristalina con feldespato K, y plagioclasas. Biotita alterada a su izquierda. (LPA).

Por tanto, para valorar si la dosificación utilizada en estas estructuras podrá dar en el futuro problemas expansivos se evalúa, como el contenido de álcalis del cemento que se va a utilizar y su puzolanicidad pueden afectar en el futuro al desarrollo de la reacción. Para ello, se evalúa en primer lugar el contenido

en álcalis del hormigón. Al no ser este valor suficientemente bajo para garantizar el uso seguro de los áridos, se ha utilizado el ensayo acelerado de barras de mortero (ASTM C1567) y el ensayo acelerado de prismas de hormigón (RILEM AAR-4) para demostrar que la combinación de cemento y árido potencialmente reactivo seleccionados para la obra es segura.

En uno de los casos se ha garantizado la dosificación propuesta, mientras que en otro caso se ha desaconsejado el uso de esa dosificación para la realización de la obra.

## Variación de la morfología de la porosidad en hormigones de altas prestaciones en masa y reforzados con fibras a edades tempranas

- **Álvaro Mena Alonso**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Burgos. Estudiante de Doctorado.  
[ama0104@alu.ubu.es](mailto:ama0104@alu.ubu.es)
- **Dorys Carmen González Cabrera**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Burgos. Prof. Contratado Doctor Fijo.  
[dgonzalez@ubu.es](mailto:dgonzalez@ubu.es)
- **Jesús Mínguez Algarra**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Burgos. Prof. Ayudante Doctor.  
[jminguez@ubu.es](mailto:jminguez@ubu.es)
- **Miguel Ángel Vicente Cabrera**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Burgos. Prof. Titular.  
[mvicente@ubu.es](mailto:mvicente@ubu.es)

### PALABRAS CLAVE:

Morfología de la porosidad, hormigón en masa, hormigón reforzado con fibras, tecnología de tomografía computarizada.

### RESUMEN

Los elementos de hormigón contienen un cierto porcentaje de poros que, en general, es residual, inevitable y no deseable. Sin embargo, para ciertas aplicaciones tecnológicas, es necesario el uso de aditivos aireantes que modifiquen la porosidad del hormigón y, consecuentemente, su respuesta macroscópica.

Por otro lado, otra técnica comúnmente empleada para modificar la respuesta macroscópica de los hormigones es el empleo de fibras. Entre algunas de sus ventajas, se encuentra la reducción de la fisuración o el incremento de su vida a fatiga. No obstante, en los trabajos realizados hasta la fecha sobre este aspecto se ha asumido que las fibras no modifican la matriz de hormigón y, más concretamente, el contenido de poros de la mezcla.

El objetivo de este trabajo es analizar los cambios en la morfología de la porosidad y en los principales parámetros geométricos de los poros en dos tipos de mortero, en masa y reforzado con fibras, durante la primera semana de curado, para finalmente mostrar cómo las fibras influyen en estas variaciones. Para ello, se han analizado dos mezclas con las mismas dosificaciones de componentes, salvo por la inclusión en una de ellas de un 0,1% de fibras de acero. Un total de 12 probetas cilíndricas, de 45,2 mm de diámetro y 50 mm de longitud,

han sido estudiadas. La mitad de ellas se han mantenido en ambiente saturado de humedad, mientras que el resto se han mantenido en ambiente seco. Cada muestra ha sido escaneada en los días 1, 2, 3, 4 y 7 tras el hormigonado mediante el uso de un escáner de Tomografía Computarizada (CT) (figura 1). Posteriormente, los datos han sido tratados mediante un software de Procesamiento Digital de Imágenes (DIP).

Los resultados muestran que la presencia de fibras modifica sustancialmente la morfología de la porosidad, incrementando tanto el volumen de poros como el tamaño de los mismos, y reduciendo su factor de forma, entre otros efectos.

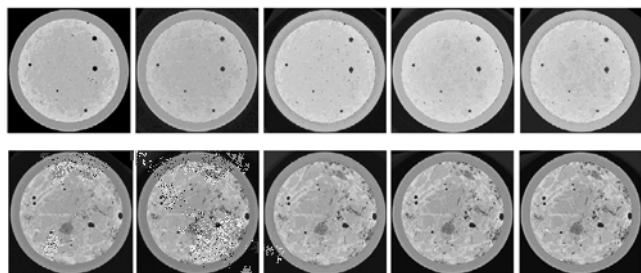


Figura 1. Imágenes de CT de mortero en masa -vista superior- y mortero reforzado con fibras -vista inferior- en los 1, 2, 3, 4 y 7 días tras el hormigonado.

## Influencia del método de hormigonado en la distribución de macro-fibras metálicas en el hormigón vibrado

- **Laura González Suárez**  
Ingeniera civil. Universidad de Cantabria (LADICIM) / INGECID, Investigadora.  
[gsuarezl@unican.es](mailto:gsuarezl@unican.es)
- **José A. Sainz-Aja**  
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria (LADICIM), Personal investigador
- **Carlos Thomas García**  
Dr. Ciencias físicas. Universidad de Cantabria (LADICIM), Dtor. de calidad adjunto.  
[thomasc@unican.es](mailto:thomasc@unican.es)
- **Albert De La Fuente**  
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. UPC / Smart Engineering. Prof. agregado / co-founder.
- **Jokin Rico Arenal**  
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. INGECID, Dtor. de desarrollo e innovación.  
[jokinrico@ingecid.es](mailto:jokinrico@ingecid.es)

### PALABRAS CLAVE:

FRC, orientación, distribución, método inductivo.

### RESUMEN

El uso del hormigón reforzado con fibras (FRC) en aplicaciones estructurales está creciendo significativamente debido a (1) la aceptación de este compuesto en las directrices de diseño y (2) el aumento en términos de rendimiento de sostenibilidad que se ha reportado para aquellos casos en los que se ha implementado el FRC. En este contexto, la orientación y la distribución de las fibras son factores que rigen la respuesta

post-fisuración del FRC. Aún quedan aspectos técnicos por responder en el marco de la investigación antes de poder abarcar con la suficiente fiabilidad la influencia de estas variables en la respuesta mecánica de los FRC. En este sentido, esta investigación pretende ampliar el conocimiento sobre la influencia de la geometría del molde y de los procedimientos de vertido del hormigón sobre las variables de orientación y distribución de las fibras, así como sobre el comportamiento post-fisuración del FRC. Para ello, se ha llevado a cabo un amplio programa experimental orientado a la caracterización de estas variables mediante novedosas técnicas de ensayo (enfoque inductivo no destructivo para cuantificar la cantidad y orientación de las fibras, y ensayo BCN para evaluar la respuesta pre y post-fisuración del FRC). Los resultados y las conclusiones derivadas de este programa experimental pueden extenderse a los FRC y a las condiciones de contorno similares a las establecidas aquí.

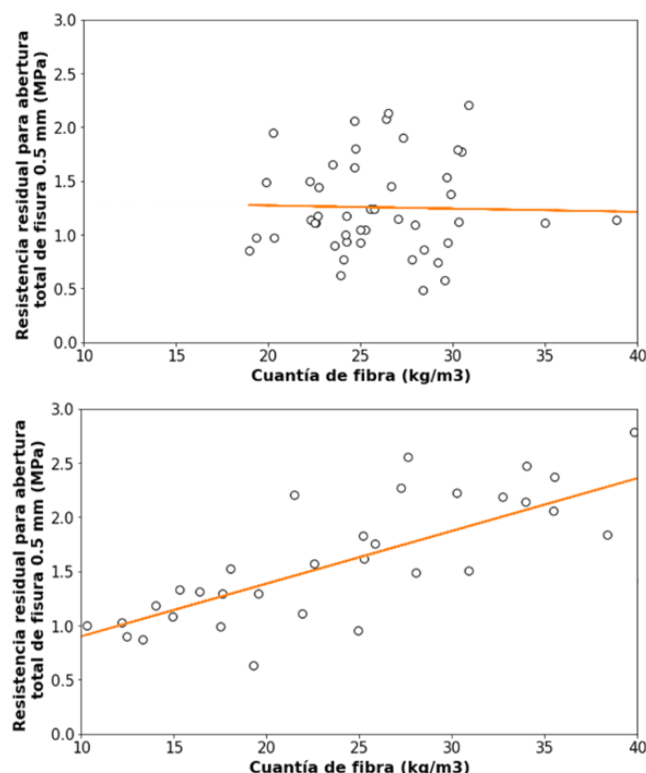


Figura 1. Correlación entre TCO y la cantidad de fibras en el plano XY para BV (a) y BH (b).

## Detección y medición semiautomática de fisuras en elementos de hormigón en fotos digitales usando procesamiento de imágenes

- **Luis Sánchez Calderón**  
Ph.D., M.Sc. Ingeniero Civil  
Universitat Politècnica de Catalunya  
[luis.sanchez@upc.edu](mailto:luis.sanchez@upc.edu)
- **Jesus Bairán**  
Ph.D., M.Sc., Ingeniero de Caminos  
Universitat Politècnica de Catalunya  
Profesor Agregado  
[jesus.miguel.bairan@upc.edu](mailto:jesus.miguel.bairan@upc.edu)

## PALABRAS CLAVE:

Detección de fisuras, kernels, detección de características, fotogrametría.

## AGRADECIMIENTOS

Esta investigación es parcialmente apoyada por los proyectos BIA2012-36848 "*Performance-based design of partially prestressed concrete structures*", y BIA2015-64672-C4-1-R "*Contribution to the extension of service lifetime of existing concrete structures through an adequate structural evaluation and strengthening with advanced materials*", financiados a su vez por el Ministerio Economía, Industria y Competitividad de España y por los Fondos Europeos de Desarrollo Regional (FEDER). También se debe mencionar el financiamiento por parte de la Secretaría de Educación Superior, Ciencia, Tecnología y Educación (SENECYCT) (institución del gobierno ecuatoriano) a través de una beca de "Convocatoria Abierta 2013" para programas de Masters y Phd.

## RESUMEN

La fisuración es inevitable en las obras de hormigón armado, pero debe de ser controlada para asegurar un adecuado comportamiento en servicio y la durabilidad. El análisis de los patrones de fisuración es una parte esencial en el diagnóstico, monitorización y mantenimiento; para identificar deficiencias o situaciones comprometidas. Por otro lado, el patrón de fisu-

ración también puede ser un indicador de la distribución tensional del hormigón y de los esfuerzos determinantes en una zona. En este artículo se presente un nuevo método para la búsqueda y medición de fisuras en imágenes en color de elementos de hormigón. El algoritmo usa diversas herramientas de procesamiento digital de imágenes para medir la orientación de las fisuras y su orientación, y entre estas herramientas destaca un tipo especial de filtros llamados "*orientation kernels*" desarrollados especialmente para detectar el ángulo y ancho de las fisuras.

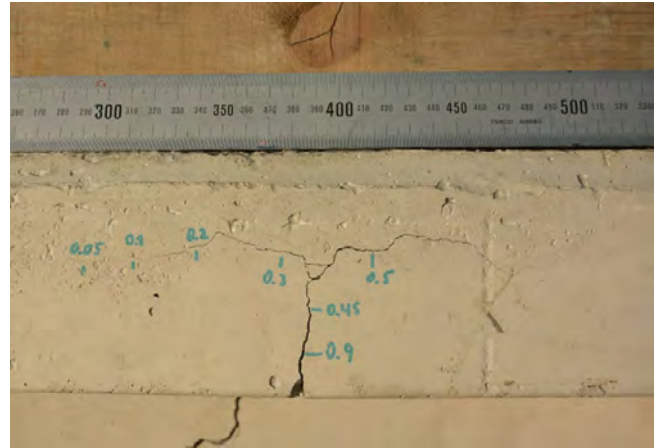
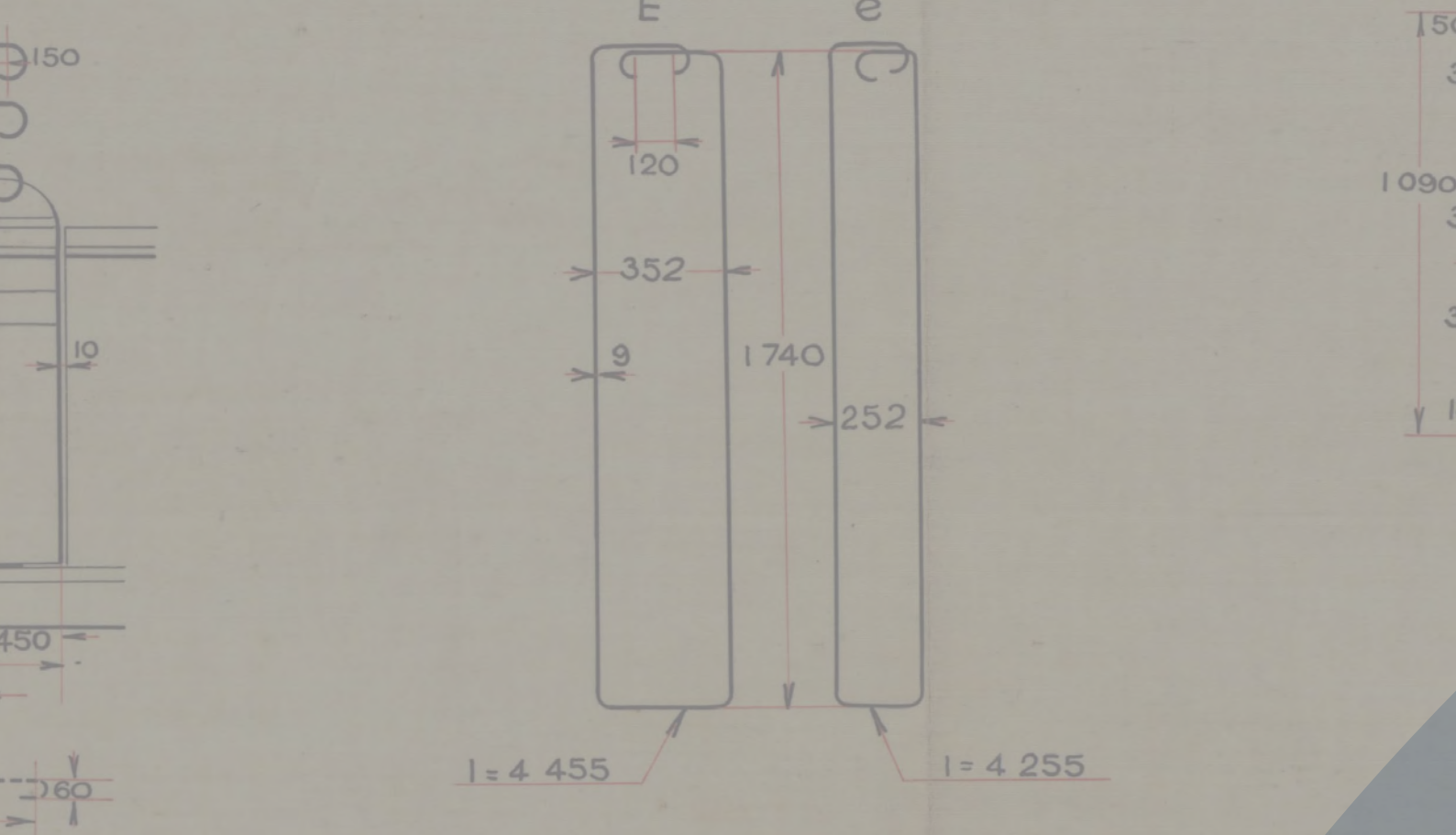
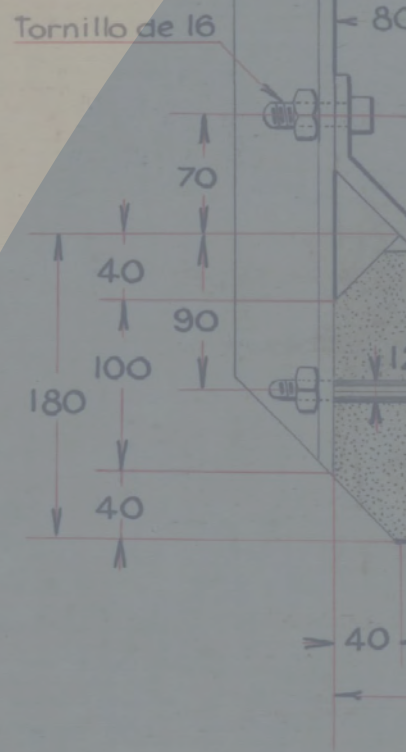
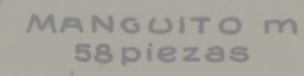
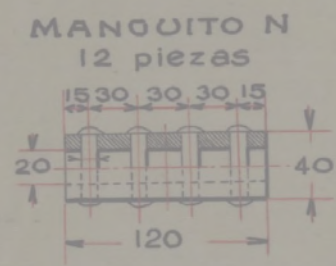
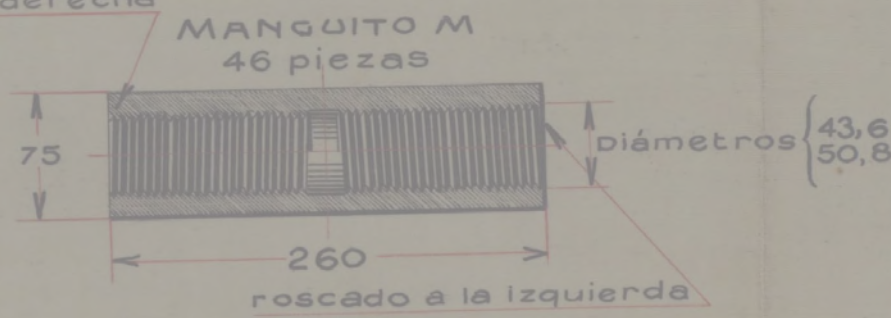


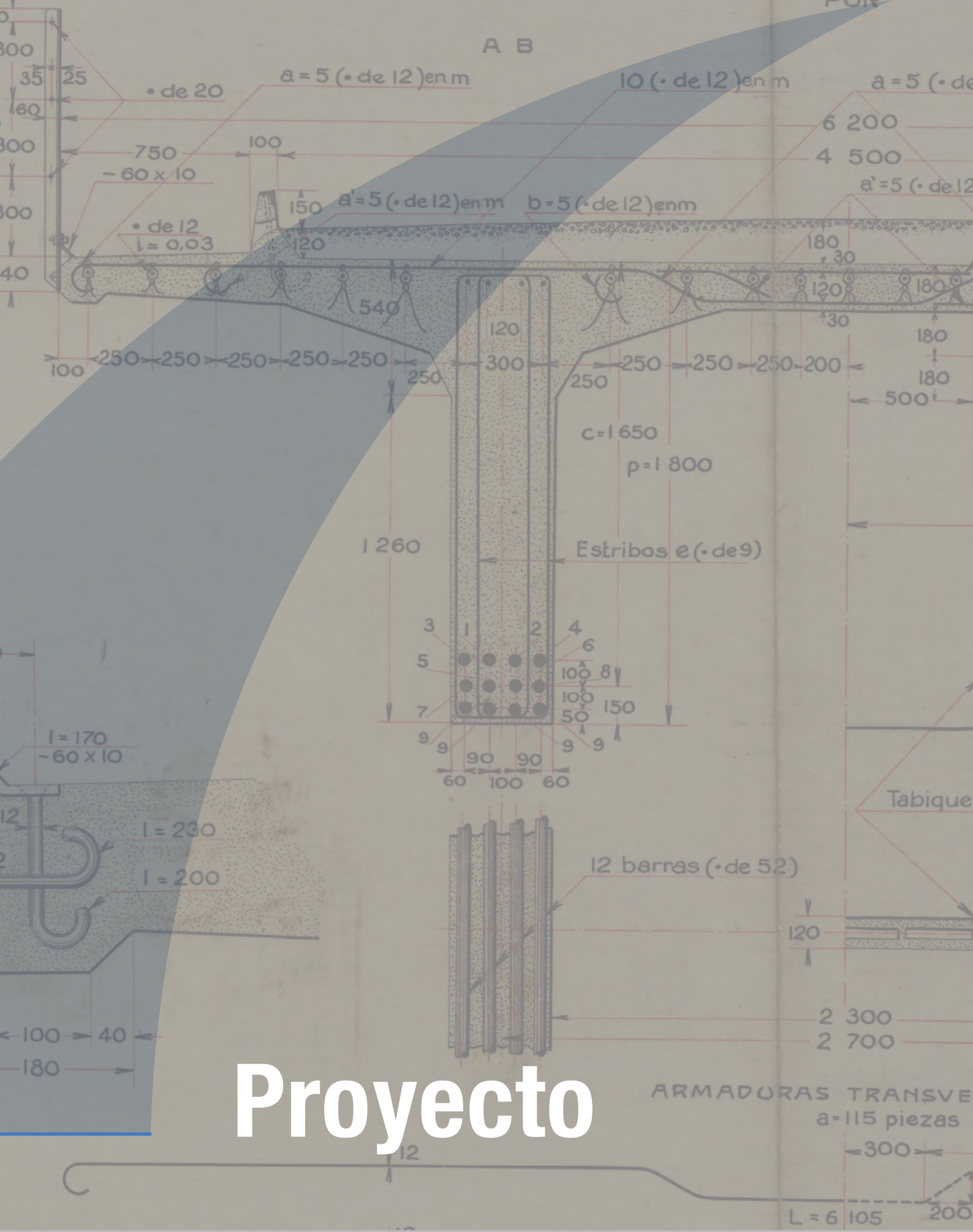
Figura 1. Foto del alma de una viga parcialmente pretensada, marcados encima de las fisuras su ancho en mm con el fisurómetro.



roscado a la derecha







# Proyecto

---

## Alborouj Cultural Hub en El Cairo. Una retícula estructural sencilla para dar forma a una geometría compleja

- **Alejandro Bernabeu Larena**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Bernabeu Ingenieros.  
[abl@bernabeu.net](mailto:abl@bernabeu.net)
- **Manuel De La Cal Manteca**  
Arquitecto, Máster en Estructuras. Bernabeu Ingenieros.  
[mcm@bernabeu.net](mailto:mcm@bernabeu.net)

### PALABRAS CLAVE:

Forma estructural, geometría, colaboración arquitectos-ingenieros, estructura metálica, El Cairo



Figura 1. Vista interior del volumen. Reticula estructural triangular metálica.

### RESUMEN

El escenario exterior de Alborouj Cultural Hub en El Cairo, inaugurado en 2018, es una estructura metálica compleja que combina en su diseño forma, geometría, control del pandeo y legibilidad de las uniones. El proyecto, de los arquitectos Juan Carlos Sancho y Sol Madrideo, es una estructura de unos 12 m de ancho y 8 m de alto que cubre un escenario exterior, con capacidad para 7000 personas de pie o 2500 sentadas, sirviendo de soporte a los sistemas de iluminación y sonido. Constituye así mismo el símbolo y referencia del nuevo centro cultural.

La geometría del volumen está formada por una doble piel de forma esférica (piel interior) y toroidal (piel exterior), con grandes aperturas superior y en el frente del escenario. Esta doble piel define la apariencia exterior del volumen, alberga el

escenario, y sirve de soporte al nivel de cubierta. La cubierta combina así mismo dos geometrías diferentes, elíptica en el perímetro exterior y circular en el anillo interior. La geometría adoptada garantiza un comportamiento por forma de la estructura, de manera que los esfuerzos son predominantemente axiales, lo que permite minimizar el tamaño de los elementos y optimizar su comportamiento.

El volumen está resuelto con una retícula estructural triangular metálica, de aproximadamente 1.2 m de lado, que se adapta a las geometrías de las pieles interior y exterior, que se conectan así mismo entre sí. El tipo de perfiles se definió para tener una presencia mínima y facilitar la conexión entre elementos. Se adoptaron perfiles en X, de 60x60 a 120x140 mm, formados por una pletina principal y una secundaria, que se interrumpe al llegar al nudo, pero que aporta rigidez al perfil e impide el pandeo de la pletina principal. Este sistema permite definir nudos sencillos y claros, que contribuyen a la delicada imagen del conjunto.

El Alborouj Cultural Hub es un proyecto singular, que constituye un ejemplo interesante de la relación entre forma, geometría y estructura, y de la colaboración entre arquitectos e ingenieros en su desarrollo.

A pesar de su reducido tamaño ha tenido gran repercusión por su singularidad geométrica y estructural, y fue seleccionada para formar parte de la exposición “The bones of architecture”, en el Centro Cultural de Belém, Lisboa (junio – septiembre 2019), que explora el papel y el potencial de la estructura en el desarrollo de la arquitectura contemporánea.

---

## Análisis de la resistencia al fuego de un forjado de viguetas de madera y revoltones sometido a la curva de fuego normalizada

- **Ester García-Castillo**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València – ICITECH. Becaria predoctoral.  
[esgarcas@cam.upv.es](mailto:esgarcas@cam.upv.es)
- **Ignacio Payá-Zaforteza**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València – ICITECH. Catedrático.  
[igpaza@cst.upv.es](mailto:igpaza@cst.upv.es)
- **Antonio Hospitaler-Pérez**  
Dr. Ingeniero Industrial. Universitat Politècnica de València – ICITECH. Catedrático.  
[ahospitaler@cst.upv.es](mailto:ahospitaler@cst.upv.es)

### PALABRAS CLAVE:

Resistencia al fuego, forjado de madera, revoltones, curva de fuego normalizada, edificio histórico.

### RESUMEN

Numerosos edificios históricos tienen una estructura formada por muros de mampostería o fábrica de ladrillo y forjados con viguetas de madera, siendo muy común el forjado con revoltones formado por bovedillas de ladrillo rejuntadas con yeso apoyadas en las viguetas. El espacio entre el revoltón y el suelo

se rellena, generalmente, con hormigones de cal y cascotes.

Rehabilitar edificios con este sistema estructural es un gran reto pues requiere adaptar a los requisitos de las normativas actuales edificios construidos mucho antes de que estas normas entrasen en vigor, entre ellos, el de resistencia al fuego de la estructura. En el caso de los forjados de revoltones no es posible la aplicación directa de los métodos establecidos por la normativa (UNE-EN 1991-1-2) para la verificación de resistencia al fuego debido a sus particularidades geométricas y su organización constructiva. Es por ello que muchos de estos forjados han sido demolidos o protegidos frente a fuego con elementos que le han hecho perder su valor arquitectónico y estético.

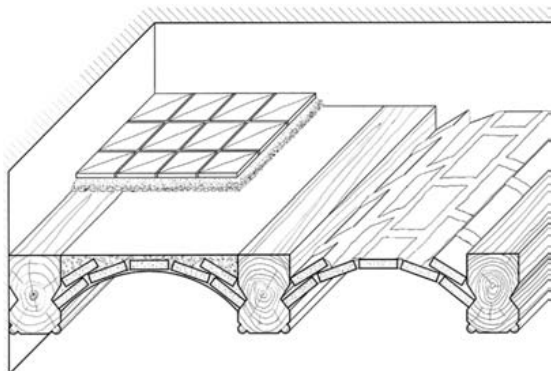


Figura 1. Axonometría de un forjado tradicional de viguetas de madera y revoltones de ladrillos.

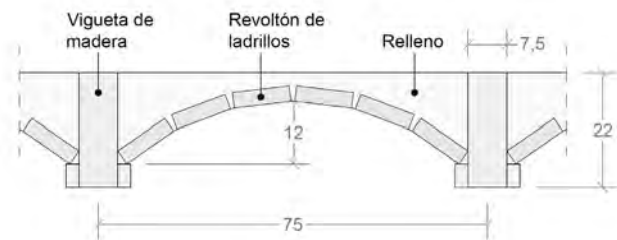


Figura 2. Sección transversal del forjado estudiado.

En este contexto, esta comunicación analiza la resistencia al fuego de un forjado de revoltones tradicional mediante una combinación de modelos numéricos y métodos simplificados. En primer lugar, se realiza un análisis térmico, empleando el software de cálculo SAFIR, del cual se obtiene el campo de temperaturas en la sección transversal del forjado en función del tiempo para una exposición a la curva de fuego normalizada. Tras ello, se realiza un análisis mecánico considerando la sección reducida de la vigueta, la cual se obtiene descontando de la sección original de la vigueta la parte ya carbonizada. Los resultados muestran que, para distintos valores de luz del forjado, no siempre se satisfacen los requisitos exigidos por la normativa y que, por tanto, resulta esencial realizar estos análisis para garantizar la seguridad en caso de incendio.

## *Análisis numérico del proceso de fallo de una losa de hormigón armado con modelos de fractura no lineal*

### • José Joaquín Ortega Parreño

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Castilla-La Mancha. Personal Investigador.

[JoseJoaquin.Ortega@uclm.es](mailto:JoseJoaquin.Ortega@uclm.es)

### • Lucía Garijo Alonso

Dra. Arquitecta. Universidad de Castilla-La Mancha. Personal Investigador.

[Lucia.Garijo@uclm.es](mailto:Lucia.Garijo@uclm.es)

### • Gonzalo Ruiz López

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Castilla-La Mancha. Catedrático.

[Gonzalo.Ruiz@uclm.es](mailto:Gonzalo.Ruiz@uclm.es)

### PALABRAS CLAVE:

Losa, hormigón, armadura, simulación, fractura, daño, plasticación, fallo.

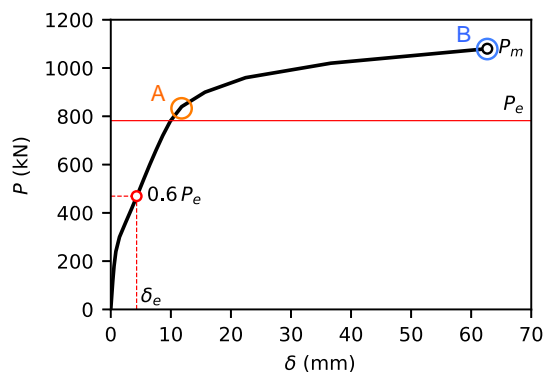


Figura 1. Curva carga-flecha en el centro de vano.

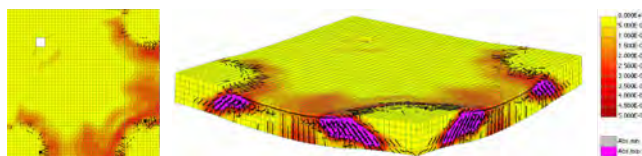


Figura 2. Daño en la losa de hormigón (escala de aperturas de fisura en m).

### RESUMEN

El concurso “Cátedra ECSA”, organizado por la Universidad Politécnica de Valencia en 2018, planteaba estimar la carga máxima y el modo de rotura de una losa cuadrada de hormigón armado apoyada en cuatro puntos, con una carga central y otra en un vértice. Junto a este vértice se encontraba un orificio y los laterales correspondientes se reforzaban con un zuncho, aparte de los emparrillados superior e inferior. La losa real se ensayó tras la presentación de las soluciones de los participantes, resultando ganadora la más próxima al resultado experimental. Esta solución se alcanzó empleando un modelo de elementos finitos que considera el comportamiento cohesivo o cuasifrágil de la fractura del hormigón y la definición geométrica individual de las barras de armado, utilizando el programa comercial ATENA. El modelo permite seguir la evolución con la carga de la deformación de la losa, de la concentración de daño en el hormigón y el proceso de plasticación de las armaduras de acero. El resultado muestra el fallo de la losa por punzonamiento en los vértices contrarios al del orificio, protegido eficazmente por

el zuncho. El fallo está controlado por la plastificación de la armadura inferior.

## Cálculo de cimentaciones para equipos dinámicos: estrategias de diseño para el control de vibraciones

- **David Marcos Fraguela**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Neto Structure & Heavy Lift Design S.L. Director técnico.  
[dmarcos@netoingenieria.com](mailto:dmarcos@netoingenieria.com)

- **José Antonio Becerra Mosquera**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Neto Structure & Heavy Lift Design S.L. Gerente.  
[jabecerram@netoingenieria.com](mailto:jabecerram@netoingenieria.com)

### PALABRAS CLAVE:

Sistema Equipo–Cimentación–Terreno, carga dinámica, MEF, control de vibraciones, aislamiento.

### RESUMEN

El diseño estructural de una cimentación para soportar equipos con cargas dinámicas resulta una tarea compleja por la necesidad de modelizar la carga transmitida (generalmente de carácter claramente dinámico) junto con la estructura de cimentación y el terreno soporte. En la práctica, los ingenieros aplican reglas comunes de buena práctica en su diseño pero estas reglas pueden resultar generosamente del lado de la seguridad o directamente no ser de aplicación a determinados problemas.

Hoy en día, estas “reglas” están siendo reemplazadas por sofisticados y precisos métodos de cálculo basados en el Método de Elementos Finitos (MEF) que proporcionan diseños más precisos. Sin embargo, la fiabilidad de los resultados viene influenciada en gran medida por los valores de los parámetros introducidos en el cálculo y que a su vez están relacionados con el comportamiento dinámico del sistema global Equipo–Cimentación–Terreno. Por lo tanto, el ingeniero de diseño debe ser conservador a la hora de evaluar las incertidumbres en los parámetros introducidos en el modelo así como analizar los resultados obtenidos con sentido crítico.

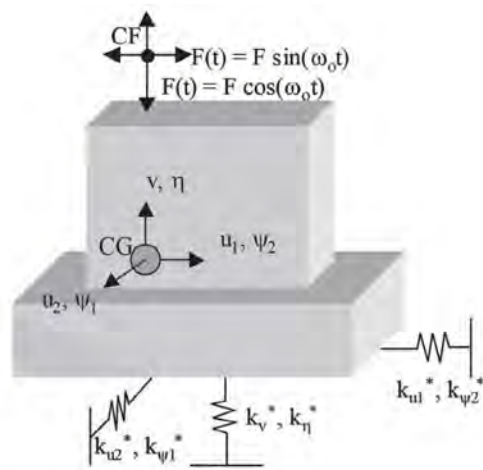


Figura 1. Sistema de 6 GDL equivalente: 3 Traslaciones  $\{u_1, u_2, v\}$  y 3 Rotaciones  $\{y_1, y_2, h\}$ .

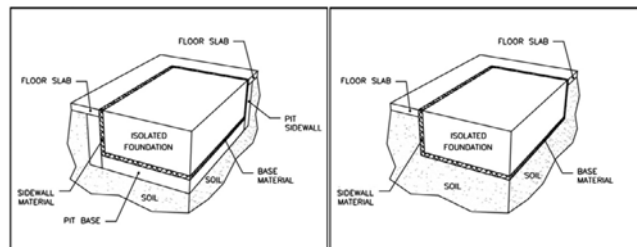


Figura 2. Diferentes métodos de aislamiento de vibraciones en zapatas.

La meta final del análisis global consiste en obtener un diseño de la cimentación que garantice: un adecuado comportamiento estructural de la misma, evitando problemas de resonancia con el equipo que soporta; limitar las vibraciones (amplitudes y aceleraciones) que le transmite la cimentación tanto a los apoyos de la máquina (que podrían condicionar el mantenimiento y la vida útil del equipo) como al resto de estructuras próximas; y además minimizar la percepción de vibraciones que tendrán las personas localizadas directamente sobre la cimentación o próximas al equipo y de este modo garantizar el confort de uso a las mismas. Estos objetivos pueden alcanzarse y mejorarse en gran medida aplicando estrategias de aislamiento de vibraciones al diseño del Sistema Equipo–Cimentación–Terreno.

## California High-Speed Train Project. Sierra “S” Subdivision. Fresno To Bakersfield/Cp4. Viaducto de Wasco

- **Jesús José Corbal Álvarez**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Temha S.L. Ingeniero.  
[corbal@temha.com](mailto:corbal@temha.com)

- **Santiago Guerra Soto**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Ingeniero.  
[sguerra@arenasing.com](mailto:sguerra@arenasing.com)

- **Juan Ruiz Escobedo**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Ingeniero.  
[jruiz@arenasing.com](mailto:jruiz@arenasing.com)

### PALABRAS CLAVE:

Pérgola, hormigón, sismo, alta velocidad, pretensado, prefabricación.

### RESUMEN

La línea de Alta Velocidad en California tiene como objeto unir Los Ángeles y San Francisco, estando actualmente en fase de proyecto y obra entre Fresno y Bakersfield, en el valle de San Joaquín. Las conexiones entre Fresno y San Francisco, así como entre Bakersfield y LA, se encuentran en fase de estudio.

El viaducto de Wasco se ubica en el Condado de Kern, en la ciudad de Wasco. La estructura, que da servicio a doble vía de alta velocidad en placa, se articula en tres tramos, dos viaductos de hormigón postensado y una pérgola central, también en hormigón, para cruzar las vías de la BNSF. El trazado, curvo en planta, permitirá una velocidad de servicio de 354 km/h.

La filosofía de diseño de la CHSR Authority es evitar los apa-

ratos de dilatación de vía y, por tanto, el viaducto de Wasco se ha articulado de tal modo, con longitudes máximas de estructura de 100 m.

El viaducto de entrada se compone de dos viaductos consecutivos, de 3 y 2 vanos, de 30.5 m de luz por vano; mientras que el viaducto de salida está conformado por dos vanos de 30 m de luz. La sección transversal de los viaductos consiste en un cajón de hormigón de 2.7 m de canto y anchura, de 13.1 m.

El tramo central, es el más importante del viaducto, compuesto por una pérgola de 375 m, dividida en 5 módulos, siendo el que cruza sobre las vías de la BNSF, con una luz transversal en los pórticos de la pérgola de 36 m con vigas de hormigón prefabricadas tipo CA-WF96 y CA-WF102, con losa de 13.1 m de anchura y 30 cm de espesor.

El viaducto ha sido diseñado bajo los parámetros de la normativa californiana sismorresistente, consistente en estructuras integrales y criterios de ductilidad basados en rótulas plásticas.

El viaducto de Wasco formará parte del corredor de conexión ferroviaria entre LA y San Francisco, en un intento de cambio de paradigma en el transporte, con el objeto de reducir el tráfico aéreo y rodado, buscando la sostenibilidad y racionalización del transporte de masas.



Figura 1. Línea de Alta Velocidad en California. Cortesía de CAHSRA.



Figura 2. Viaducto tipo y pilas en la CaHSR.

## Campus Iberdrola Fase 2, San Agustín de Guadalix, Madrid

- **José Antonio Del Rosario Tomas**  
Ingeniero de Obras Públicas. Arup. Asociado.  
[jose.del-rosario@arup.com](mailto:jose.del-rosario@arup.com)
- **Patricio García Hernández**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Arup. Asociado  
[patricio.garcia@arup.com](mailto:patricio.garcia@arup.com)
- **Álvaro Martínez Soto**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos e Ingeniero de Obras Públicas. Arup. Ingeniero Senior  
[alvaro.martinez@arup.com](mailto:alvaro.martinez@arup.com)
- **José De La Peña Coronado**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Arup. Director.  
[jose.de-la-pena@arup.com](mailto:jose.de-la-pena@arup.com)

### PALABRAS CLAVE:

Marquesina, grandes-luces, viento, postesado.

### RESUMEN

El complejo del Campus Iberdrola, en San Agustín de Guadalix, tiene un total de 35 000 m<sup>2</sup>, con 8 edificios principales cubiertos por una gran marquesina-cubierta de 30 000 m<sup>2</sup>.

Esta comunicación corresponde a la Fase 2 del complejo, en la que se han ejecutado la segunda mitad de los edificios y la parte correspondiente de cubierta-marquesina, completándose así el complejo.



Figura 1. Zona de pintado de capiteles.

Los edificios de esta segunda fase, de dos plantas, cuentan con zonas de importantes luces, llegando hasta los 16 metros, que requieren el uso de hormigón postesado, en tipologías de losas planas o vigas, y otras con luces de alrededor de 8 metros que se resuelven con losas planas y forjados reticulares.

La cubierta-marquesina cubre los edificios y tiene continuidad con el diseño de la Fase 1, con una superficie ondulada creada con radios de circunferencia con una altura que llega hasta los 30 metros. Las luces de la cubierta llegan hasta los 45 metros, empleándose tubos estructurales curvados de 750 mm de diámetro como estructura principal. Estos tubos se apoyan en pilares arbóreos que cuentan con cuatro ramas formadas por perfiles en cajón de sección variable que convergen en un fuste vertical realizado con tubo metálico de 1000 mm de diámetro.

metro. En esta Fase 2 se ha podido completar la totalidad de la marquesina-cubierta, poniendo en carga un espectacular voladizo de 20x30 metros que requirió un laborioso proceso de desapeo y puesta en carga.



Figura 2. Pasarelas de conexión entre edificios.

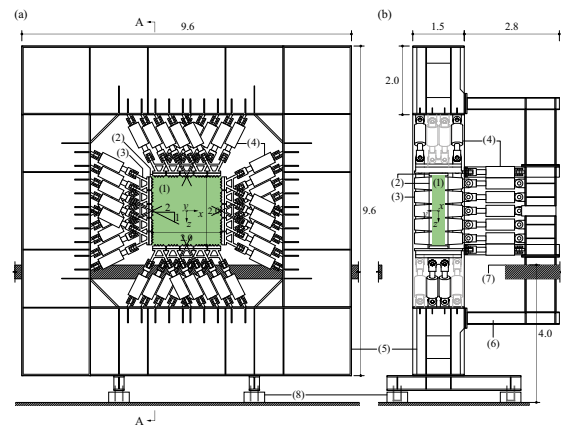


Figure 1. Overview of the LUSET: (a) elevation; (b) section A-A (dimensions in m); adopted from [1].

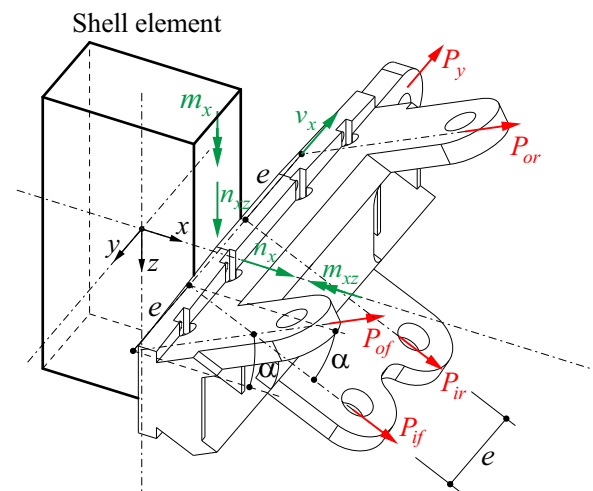


Figure 2. Notation of resulting loads introduced from the yoke into the specimen (green) and actuator forces acting on the yoke (red); adopted from [1].

## Design, Construction and Capabilities of the Large Universal Shell Element Tester

- **Walter Kaufmann**  
Prof. Dr., Chair of Concrete Structures and Bridge Design, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich
- **Alexander Beck**  
Research Associate, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich
- **Demis Karagiannis**  
Research Associate, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich
- **Dominik Werne**  
Head of Laboratory, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich

### KEYWORDS:

Structural concrete, shell elements, combined loading, large-scale experiments.

### ABSTRACT

The *Large Universal Shell Element Tester* (LUSET) is a new testing facility that has been developed at ETH Zurich. It enables the investigation of the load-deformation behaviour of full-scale reinforced concrete shell elements under arbitrary loading conditions. The motivation for the development of the LUSET is outlined followed by a description of the hardware and software components of the setup and the measurement systems used. Finally, the test series for validating the functionality of the LUSET is discussed and a general overview of the facility's overall testing capabilities is given.

## Diseño de experimentos para la calibración de la heurística de optimización de muros de contrafuertes

- **José V. Martí Albiñana**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València. ICITECH. Profesor Titular.  
[jvmartia@cst.upv.es](mailto:jvmartia@cst.upv.es)
- **David Martínez Muñoz**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València. ICITECH. Técnico Superior de Investigación.  
[damarmu1@cam.upv.es](mailto:damarmu1@cam.upv.es)
- **Víctor Yepes Piqueras**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València. ICITECH. Catedrático.  
[vyepesp@cst.upv.es](mailto:vyepesp@cst.upv.es)

### PALABRAS CLAVE:

Proyecto y cálculo de todo tipo de estructuras, muro de contrafuertes, simulated annealing, diseño de experimentos, diseño de estructuras, presupuestos restrictivos.

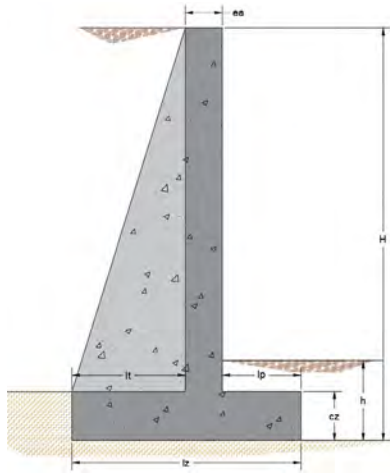


Figura 1. Variables geométricas del muro de contrafuertes.

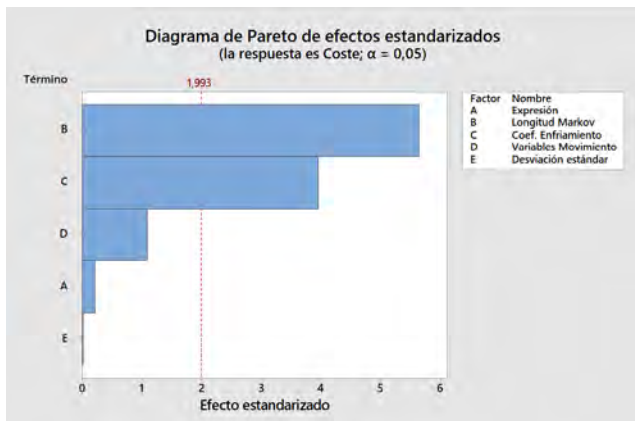


Figura 2. Diagrama de Pareto de efectos estandarizados del diseño de experimentos.

### RESUMEN

Actualmente, existe una tendencia por parte de la administración a aplicar presupuestos restrictivos para la ejecución de obras civiles, y en particular para las estructuras. Por lo tanto, los técnicos se enfrentan al desafío de encontrar soluciones más eficientes que al mismo tiempo cumplan con todas las restricciones de seguridad y funcionalidad. El procedimiento habitual en el diseño se inicia con un predimensionamiento que posteriormente se verifica y modifica de acuerdo con la experiencia del proyectista, para obtener una solución más económica. Como alternativa a este método, surgen las técnicas de optimización heurísticas, en las que se aplican algoritmos que permiten alcanzar una muy buena solución sin tener que recorrer todo el espacio de soluciones posibles, lo que sería imposible debido a la complejidad de los problemas estructurales. Las técnicas heurísticas contienen algoritmos que dependen del valor de unos parámetros que los hacen eficientes y que deben calibrarse. Este trabajo muestra una metodología para calibrar estos parámetros. La heurística aplicada es el *Recocido Simulado* o *Simulated Annealing* (SA). La estructura sobre la que se aplica esta metodología es un muro de contrafuertes de hormigón armado de 11 metros de altura. Para obtener los parámetros del algoritmo, se realiza un diseño de experimentos factorial fraccionado. Se toman 16 combinaciones de los parámetros con sus 5 réplicas para cada combinación, lo que supone un total de 80 evaluaciones de la estructura. Una vez obtenidos los resultados de coste de la estructura para cada

una de estas evaluaciones, se estudian los efectos de cada uno de los factores a través de un análisis estadístico, evaluando la importancia de cada uno de los parámetros. Estos resultados nos permiten centrarnos en los parámetros de la heurística que son más relevantes, y así llegar más eficientemente a una solución cercana a la óptima.

## Diseño de fijaciones mediante anclajes químicos en ladrillo, de acuerdo con normativa europea

- **Rodrigo Maia**  
MSc. Civil Engineer. Hilti Corporation. Technical Marketing BU Anchors.  
[Rodrigo.Maia@hilti.es](mailto:Rodrigo.Maia@hilti.es)
- **Antonio Cardo Fernández**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Hilti Española S.A. Responsable de Oficina Técnica.  
[Antonio.Cardo@hilti.com](mailto:Antonio.Cardo@hilti.com)
- **María de la Luz España Villanueva**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Hilti Española S.A. Ingeniera Oficina Técnica.  
[Mariadelaluz.Espana@hilti.com](mailto:Mariadelaluz.Espana@hilti.com)

### PALABRAS CLAVE:

Mampostería, anclajes, ensayos en obra, rehabilitación.

### RESUMEN

La definición de soluciones de anclajes estructurales en mampostería es una problemática recurrente en proyectos, tanto en obra nueva como de rehabilitación.

Desde el año 2014, la organización europea EOTA ha definido los ensayos necesarios para poder homologar, a nivel europeo, los anclajes químicos en este material base. Estos ensayos están descritos en el documento European Assessment Document EAD 330076-00-0604 “*Metal injection anchors for use in masonry*”. La homologación incluye los valores de resistencia del anclaje para diferentes mamposterías modelo.

El documento Technical Report TR054 “*Design methods for anchorages with metal injection Anchors for use in masonry*”, de Abril de 2016, incluye la metodología de cálculo de los anclajes químicos en mampostería. Esta metodología es muy similar a la de cálculo de anclajes en hormigón donde se comprueban los diferentes modos de fallo del anclaje a tracción, cortante y carga combinada.

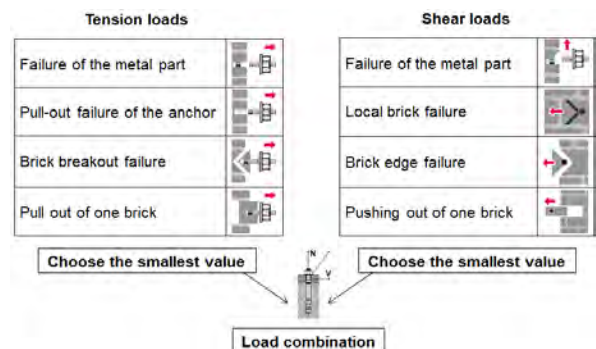


Figura 1. Modos de fallo anclaje químico en mampostería

Los valores de resistencia de los anclajes en mampostería varían sensiblemente en función de la tipología de mampostería (hueca, maciza), material (arcilla, hormigón ligero) y de la exposición de la fábrica en el tiempo a los agentes climáticos (horas de sol, humedad, lluvia, etc). En obras de rehabilitación es necesario la realización de ensayos a tracción de los anclajes en mampostería. El documento *Technical Report TR053 "Recommendations for job-site tests of metal injection anchors for use in masonry"*, indica el protocolo de ensayos en obra, así como la evaluación de los resultados obtenidos para poder estimar una resistencia de diseño para calcular la solución.



Figura 2. Ensayo en obra de anclajes en mampostería

## Diseño de tableros con sección en U en el tramo 4 de Alta Velocidad en California

- Carlos Bajo Pavía**  
 Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ferrovial-Agromán S.A. Jefe de Área de Estructuras.  
[carlos.bajo@ferrovial.com](mailto:carlos.bajo@ferrovial.com)
- Juan José Sánchez Ramírez**  
 Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ferrovial-Agromán S.A. Jefe de Departamento de Estructuras.  
[jj.sanchez@ferrovial.com](mailto:jj.sanchez@ferrovial.com)
- Pablo Loscos Areoso**  
 Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ferrovial-Agromán S.A.. Coordinador de proyectos de Estructuras.  
[ploscos@ferrovial.com](mailto:ploscos@ferrovial.com)
- Pere Villalba Izquierdo**  
 Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Ferrovial-Agromán S.A. Coordinador de proyectos de Estructuras.  
[pvillalba@ferrovial.com](mailto:pvillalba@ferrovial.com)

### PALABRAS CLAVE:

Alta Velocidad, sección en U, pretensado, comportamiento dinámico.

### RESUMEN

Como parte del contrato del diseño y construcción del tramo 4 de alta velocidad en California, la oficina técnica de Ferrovial-Agromán se encargó del diseño de la sección transversal tipo de una serie de estructuras que, debido a lo estricto del gálibo disponible, se resolvieron con una sección en U, de manera que la vía se aloja en la losa inferior, pasando entre las almas. La

sección se parametrizó para que su geometría fuera la misma independientemente de la luz de la estructura, variando sólo el canto y la inclinación de las almas.

Se empleó en vanos simples con luces comprendidas entre 100 y 120 pies, y en una estructura continua de tres vanos, en la que hubo que retocar algunas dimensiones para su correcto funcionamiento sobre pilas.

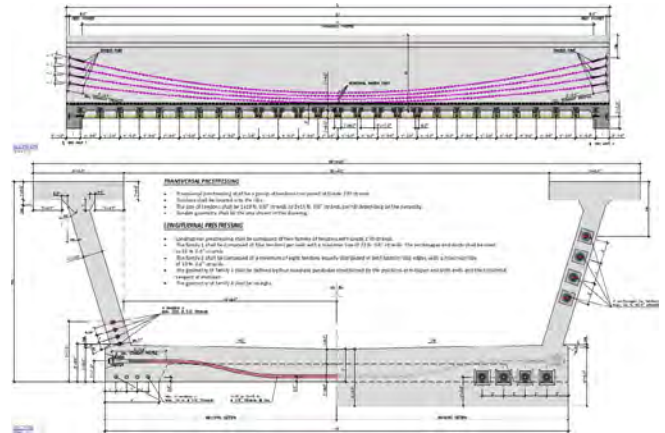


Figura 1. Definición de la sección en U parametrizada. Geometría y pretensado.

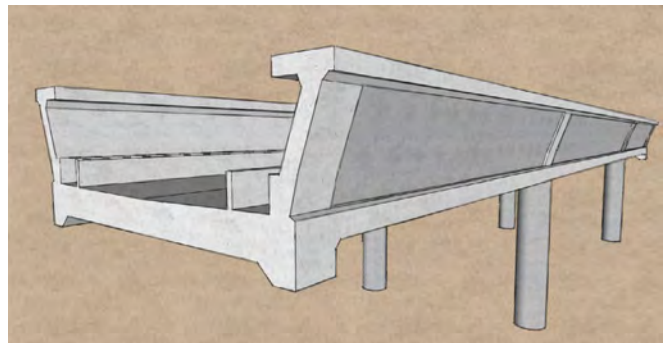


Figura 2. Modelo 3D del puente sobre Poso Creek de 3 vanos con sección en U.

El proceso de diseño de esta sección se apoyó en modelos de láminas, en los que se analizó su comportamiento para diferentes luces, tanto estático como dinámico, ante el paso del ferrocarril, la acción del sismo, y el resto de cargas habituales. Se determinaron, entre otros aspectos, las dimensiones óptimas de la cabeza de compresión, los espesores de almas y losa inferior, la cuantía y disposición del pretensado longitudinal y transversal, la posibilidad de emplear nervios transversales de rigidización de la losa inferior y el tamaño de las riostras de estribo.

Todos estos estudios vinieron condicionados por aspectos normativos locales y del contrato, entre los que destaca la prohibición de aparición de tracciones en secciones pre-comprimidas. Este requerimiento, asociado al comportamiento fuertemente bidimensional de la losa inferior, condicionó decisivamente la definición del pretensado longitudinal.

El comportamiento dinámico del tablero frente al paso del tren determinó la definición de las riostras de estribo, el espesor de la losa inferior y la disposición de riostras transversales bajo la losa inferior, que finalmente se descartó.



---

## Diseño estructural de esculturas de bronce con formas orgánicas

- **Javier Oliva Quecedo**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. AR2V Ingeniería. Jefe de Proyecto.  
[javier.olivaquecedo@ar2v.com](mailto:javier.olivaquecedo@ar2v.com)
- **Arturo Ruiz De Villa Valdés**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. AR2V Ingeniería. Director General.  
[arturo.ruizdevilla@ar2v.com](mailto:arturo.ruizdevilla@ar2v.com)
- **Iñaki Auzmendi Alfaro**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. AR2V Ingeniería. Jefe de Proyecto.  
[inaki.auzmendi@ar2v.com](mailto:inaki.auzmendi@ar2v.com)

### PALABRAS CLAVE:

esculturas, obras de arte, fundición, bronce, latón, sismo, viento, cables.



Figura 1. Olivo colgado en el Mercado del Duomo en Milán.



Figura 2. Fabricación del tronco del *Bonsai Juniper*.

### RESUMEN

Cada vez es más habitual encontrar esculturas de gran tamaño con geometrías diversas. Los cambios de escala, la imitación de formas de la naturaleza y el empleo de materiales con diferentes

aspecto y tacto dan lugar a obras de arte con gran fuerza visual.

Estas piezas han de soportar las mismas acciones, por ejemplo, viento o sismo, que las estructuras más habituales como edificios o puentes. El diseño estructural de estas esculturas de gran porte es un campo que presenta particularidades para los ingenieros de estructuras que derivan de la compleja geometría, del uso de un material poco habitual o de las diferentes técnicas de fabricación, a veces muy artesanales. Además, nuestras decisiones o necesidades pueden interferir con el mensaje del artista y por eso es fundamental una buena interacción entre profesionales. Incluso, puede darse el caso de que las modificaciones necesarias para que la pieza alcance la resistencia o rigidez requeridas sean incompatibles con el concepto del artista; en ese caso han de consensarse soluciones de compromiso.

En este artículo se presentan varias esculturas de gran porte con formas que imitan a seres vivos. Todas ellas han sido materializadas en fundiciones de cobre con diferentes técnicas de fabricación y están ya instaladas. Se trata de un bonsai de 5 metros de altura situado en California con un sismo de diseño de 1.0 g, una orquídea gigante en Bahamas cuya forma la hace comportarse como una vela bajo un viento de cálculo de 274 km/h y un olivo colgado de 3 cables en un gran atrio en el interior de un edificio en Milán. En algunos casos el bronce es el material resistente, pero en ocasiones son necesarias estructuras de refuerzo que han de consensarse con el taller y el artista de forma que no alteren el sentido de la obra.

---

## Diseño estructural del CETRAM y de la estación terminal de observatorio del proyecto del tren interurbano México-Toluca

- **Carlos Llopis Camps**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SENER. Ingeniero Responsable de Disciplina.  
[carlos.llopis@sener.es](mailto:carlos.llopis@sener.es)
- **Santiago Ferri Mateu**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SENER. Ingeniero de Proyecto.  
[santiago.ferri@sener.es](mailto:santiago.ferri@sener.es)

### PALABRAS CLAVE:

CETRAM, estación, estructura mixta, sismo, BIM, pasarelas, grandes luces.

### RESUMEN

La nueva línea del Tren Interurbano Toluca-Valle de México, situada en el Estado de México, recorre aproximadamente 60 km entre las ciudades de Toluca y Ciudad de México, y es elevada prácticamente en la totalidad de su recorrido. Esta particularidad hace que las Estaciones se encuentren también por encima de la rasante del terreno y se conviertan en estructuras singulares.

En el Tramo 3 del recorrido, se emplazan dos estaciones dentro de la zona urbana de Ciudad de México, las Estaciones de Santa Fé y Observatorio.

La Estación de Observatorio es la estación Terminal de línea y además se integra en el CETRAM (Centro de Transferencia

Modal) del mismo nombre. Estos dos aspectos junto a la necesidad de integración de la estructura en la trama urbana de la Ciudad de México, convierten a este conjunto de estructuras en un proyecto singular de gran envergadura y con enormes retos técnicos y humanos que afrontar.

Los principales elementos estructurales que componen el proyecto son:

- La propia estructura de la estación compuesta por pórticos rígidos mixtos de hormigón y acero dispuestos cada 25.00 m y unidos rígidamente a dos niveles (nivel vestíbulo y nivel plataforma) mediante tres ejes de vigas mixtas de acero alineadas con las tres líneas de ferrocarril que acometen a la estación.
- La estructura del paso deprimido de Minas de Arena que permite la circulación a dos niveles (nivel vestíbulo de metro peatonal y nivel del vial enterrado para vehículos) bajo el nivel de rasante.
- Las estructuras de las pasarelas a ambos lados de la estación con luces de 40.00 m que comunican con los edificios de oficinas y comerciales integrados el propio CETRAM.



Figura 1. Proyecto arquitectónico del CETRAM de Observatorio de noche. Fuente: TEN Arquitectos.

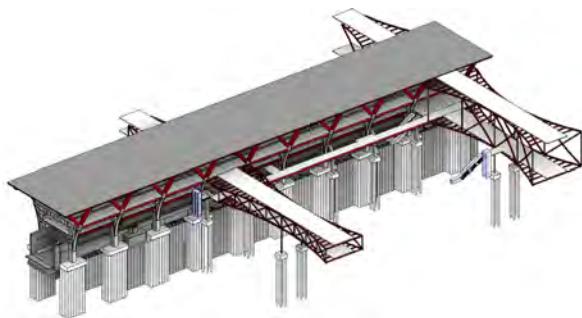


Figura 2. Sistemas estructurales diseñados: estación elevada del TITM, paso inferior de la Av. Minas de Arena y pasarelas transversales. Fuente: SENER Ingeniería.

## Diseño estructural optimizado de tableros isostáticos de puentes losa postensados

- **Fernando González Vidosa**  
Ph.D. Imperial College London, ICITECH, Universitat Politècnica de Valencia.
- **Julián Alcalá González**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ICITECH. Universitat Politècnica de Valencia.

### PALABRAS CLAVE:

Tableros postensados, optimización heurística, *simulated annealing*.

### RESUMEN

Este artículo trata del diseño estructural de tableros isostáticos aligerados de puentes losa, optimizados mediante una técnica basada en el *simulated annealing* (SA). La evaluación de soluciones sigue las prescripciones de la norma española EHE-08 de hormigón estructural. Se aplican las cargas de diseño de la Instrucción española IAP-11. El algoritmo se aplica a un tablero de 30 m de luz y 11.00 m de anchura. El mejor resultado se corresponde con un tablero de 192.80 euros/m<sup>2</sup>, un canto de 1.50 m y un pretensado de 8x19T0.6” ASTM. Se concluye que la metodología es apta y fiable para el diseño de tableros de puentes losa postensados.

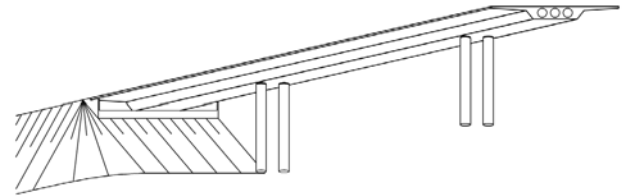


Figura 1. Paso superior con tablero losa.

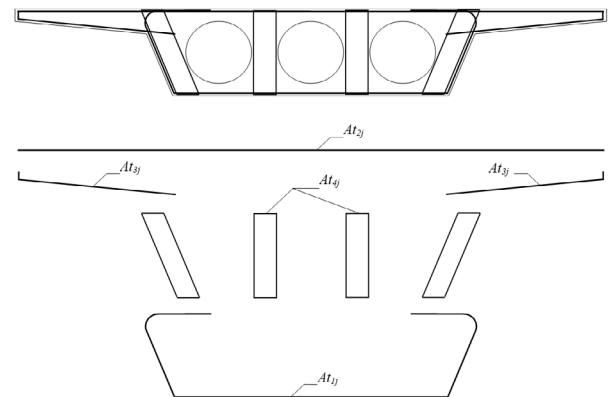


Figura 2. Notación de la armadura transversal.

## Diseño y construcción de la nueva estación intermodal soterrada de Termibus en Bilbao

- **Jon Roteta Zugazagasti**  
Ingeniero Industrial. INAK Ingeniaritza. Director técnico.  
[jon@inaksl.com](mailto:jon@inaksl.com)
- **Joanes Goicoechea Montes**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INAK Ingeniaritza. Coordinador de proyecto de estructura.  
[joanes@inaksl.com](mailto:joanes@inaksl.com)
- **Mayra López Lorenzo**  
Arquitecta. INAK Ingeniaritza. Diseño estructural y Coordinación con arquitectura.  
[mayra@inaksl.com](mailto:mayra@inaksl.com)

### PALABRAS CLAVE:

Proyecto y cálculo de todo tipo de estructuras

### RESUMEN

La nueva estación intermodal soterrada de Termibus es un

proyecto promovido por el Ayuntamiento de Bilbao, definido como clave en el desarrollo de la ciudad y su intermodalidad, ya que en ella confluirán el tranvía, trenes de cercanías, el metro y, sobre todo, los autobuses. Tendrá un nuevo espacio soterrado de 56000 m<sup>2</sup>, además de una plaza pública de 9000 m<sup>2</sup> en superficie, una residencia de estudiantes y un hotel, ambos edificios de 12 plantas y 50 m de altura.

Usos tan diversos han exigido desarrollar una estructura cuyo reto ha sido reducir al máximo las singularidades, debido a un proyecto arquitectónico complejo, a la exigencia de unas ratios de optimización propias de estructuras de edificación y a los plazos de ejecución. Esto ha implicado tener que eludir soluciones estructurales costosas aplicadas a este tipo de grandes obras de ingeniería civil, facilitando un proceso de ejecución acorde a dichas limitaciones.

El punto crítico de la obra radica en la necesidad de habilitar espacios con luces libres de hasta 19 m en el sótano -2, donde se ubica la estación de autobuses, debido a que sobre rasante existe un edificio de 12 plantas con una distribución de pilares completamente independiente. La solución estructural ha implicado diseñar en la planta baja una losa de hormigón armado de 140 cm de espesor, que ejerce como cimentación de los edificios sobre rasante. Esta, además, soporta las cargas colgadas del forjado del sótano -1, transfiriéndolas a través de la losa hasta los pilares principales de la estación y, desde ahí, a la cimentación a 22 m de profundidad. Esta estrategia posibilita resolver la planta colgada del sótano -1 mediante un forjado unidireccional estándar de prelasas de 20+10, aportando un espacio diáfano a la estación, en la que la estructura estará a la vista.



Figura 1. Nueva Estación Intermodal Soterrada de Termibus. Infografía.

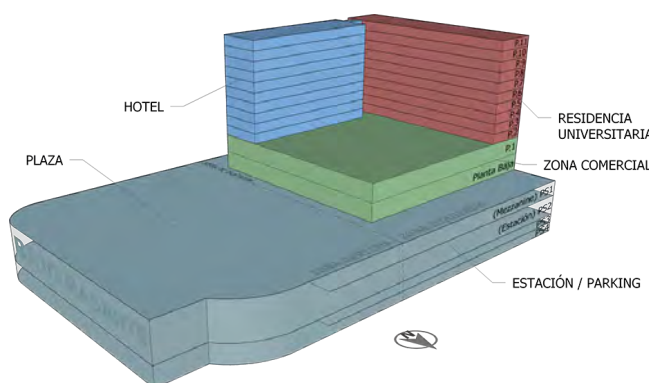


Figura 2. Nueva Estación Intermodal Soterrada de Termibus. Esquema de usos.

## Diseño y construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales Salitre con losas pilotadas (Bogotá, Colombia)

- **José Manuel Duro Rodríguez**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYPSA. Jefe de Equipo. Departamento de Estructuras.

[jmduro@typsa.es](mailto:jmduro@typsa.es)

- **Santiago Ortega Orcos**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYPSA. Director Departamento Geotecnia.

[sortega@typsa.es](mailto:sortega@typsa.es)

- **Adrián Zamacona Fernandez**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYPSA. Ingeniero Senior. Departamento de Estructuras.

[azamacona@typsa.es](mailto:azamacona@typsa.es)

- **Ana Oliva Canelo**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYPSA. Ingeniero Senior. Departamento de Estructuras.

[aoliva@typsa.es](mailto:aoliva@typsa.es)

- **Eduardo Torralba Bozzano**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYPSA. Jefe de Equipo. Departamento de Estructuras.

[etorralba@typsa.es](mailto:etorralba@typsa.es)

- **Álvaro Del Cuvillo Martínez Ridruejo**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYPSA. Jefe de Sección. Departamento de Estructuras.

[adelcuvillo@typsa.es](mailto:adelcuvillo@typsa.es)

### PALABRAS CLAVE:

Pilotes, asientos, decantadores, pantallas, digestores, sismicidad, empuje hidrodinámico, diseño sísmico.



Figura 1. Vista general.

### RESUMEN

La ampliación y optimización de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, PTAR Salitre, de gran importancia para la comunidad y el medio ambiente, es el mayor proyecto de saneamiento de aguas residuales realizado hasta el momento en Colombia. Tratará un caudal medio de 7 m<sup>3</sup>/s y un máximo de 14 m<sup>3</sup>/s, decisivo para lograr la descontaminación del Río Bogotá. Actualmente en fase de ejecución, se prevé su pleno funcionamiento en 2021.

Una de las grandes problemáticas de este proyecto a nivel de diseño fué la geotecnia y su interacción con las estructuras. Los suelos de Bogotá son bien conocidos por la existencia de depósitos arcillo-

esos muy blandos y deformables de origen lacustre, alcanzando en la parcela del proyecto un espesor estimado de más de 300 m. Como consecuencia de ello, las cimentaciones de cualquier estructura están sometidas a un nivel de asientos muy elevado, produciéndose éstos de forma diferida en el tiempo a lo largo de su vida útil.

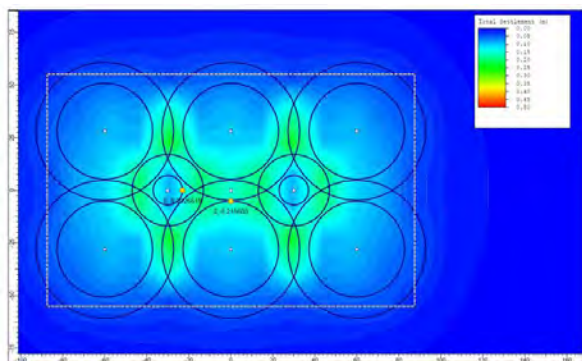


Figura 2. Salida gráfica de cálculo (modelo local).

En este contexto, para minimizar los asientos y hacerlos compatibles con el diseño hidráulico de la planta, ha sido necesario recurrir a cimentaciones conocidas localmente como “placa-pilote” o losa pilotada. A diferencia de una cimentación profunda convencional, donde las cargas estructurales son íntegramente transferidas a los pilotes, en este caso se emplean pilotes de fricción conectados a la losa superior, lo que permite que las tensiones sean repartidas entre pilotes y terreno circundante, trasladando las cargas a capas profundas y reduciendo de forma significativa el asiento esperable. Para ello, se ejecutaron un total de más de 2000 pilotes de 30 a 40 m de profundidad.

El diseño de estructuras pilotadas, poco convencionales en una planta de estas características, junto con la importante componente sísmica de la zona, ha supuesto un importante reto a nivel de diseño, tanto por la dificultad técnica del problema como por su impacto en el presupuesto final.

## Diseño y construcción del hospital Quillota-Petorca

- **Ramón Sánchez Fernández**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SACYR. Director Ingeniería Edificación.  
[rsfernandez@sacyr.com](mailto:rsfernandez@sacyr.com)
- **Carlos Castro**  
Ingeniero Civil. SACYR. Jefe de Departamento.  
[ccastro@sacyr.com](mailto:ccastro@sacyr.com)
- **Rubén Alonso Alonso**  
Ingeniero Industrial. SACYR. Jefe de Proyectos.  
[raalonso@sacyr.com](mailto:raalonso@sacyr.com)
- **Ángel Sánchez De Dios**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SACYR. Jefe de Departamento.  
[asanchezd@sacyr.com](mailto:asanchezd@sacyr.com)

### PALABRAS CLAVE:

Aisladores, aislación, hospital, ductilidad, amortiguamiento.

### RESUMEN

SACYR está concluyendo la construcción del hospital Quillo-

ta-Petorca, un edificio de 75000 m<sup>2</sup> que proporcionará 252 camas de atención sanitaria a la región de Valparaíso. Cuenta con un podio general de 3 plantas que alberga el hospital de día y los servicios de tratamiento, y una torre de 7 plantas más heliopuerto donde se ubica la zona de hospitalización, urgencias y bloque quirúrgico.

Se trata de un edificio de hormigón armado a base de marcos intermedios, según nomenclatura de ACI, y losas macizas de espesor constante. La característica más sobresaliente de este edificio es que cuenta con aislamiento base en el plano de cimentación. Todas las columnas transmiten sus cargas a cimentación a través de un conjunto de aisladores de goma natural con núcleo de plomo. Esto deja al edificio con un periodo propio de vibración alrededor de 2.7 s y con un amortiguamiento del 15%.

Se describen los criterios de diseño estructural y el proceso constructivo del edificio. El artículo también reflexiona sobre la posición óptima del plano de aislación, a nivel de cimentación o en techo del primer sótano.



Figura 1. Vista general.

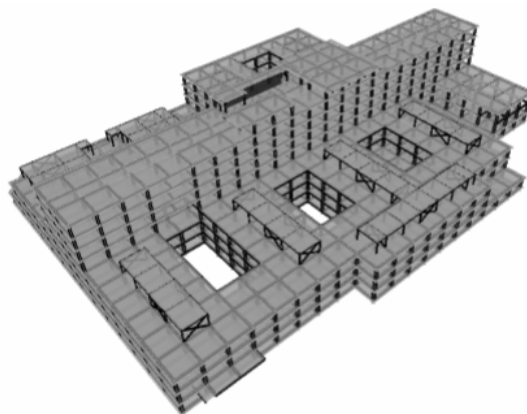


Figura 2. Modelo estructural ETABS.

## Edificio comercial y residencial Eurocity en Gibraltar

- **José Antonio Martín-Caro Álamo**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ines Ingenieros Consultores. Director Gerente.  
[jmc@inesingenieros.com](mailto:jmc@inesingenieros.com)
- **José Luis Martínez Martínez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ines Ingenieros Consultores. Director Técnico.  
[jlmm@inesingenieros.com](mailto:jlmm@inesingenieros.com)
- **Mónica Sanz Cid**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ines Ingenieros Consultores. Director de proyectos.  
[msc@inesingenieros.com](mailto:msc@inesingenieros.com)

## PALABRAS CLAVE:

Proyecto de edificación singular, torre, zócalo, zona sísmica, pilotes, hormigón, Eurocódigos.

## RESUMEN

El edificio comercial y residencial *Eurocity* situado en el corazón del distrito de negocios de Gibraltar destaca con sus tres torres de 19, 21 y 22 plantas de uso residencial con alturas de 57, 65.5 y 68.5 m respectivamente, unidas por un zócalo con uso comercial y aparcamiento. En planta, las torres presentan una geometría ovalada de 44x18 m y 38x18 m, y el zócalo presenta una geometría sensiblemente rectangular de 50x90 m.

Gibraltar se sitúa en una zona de actividad sísmica importante, al encontrarse cerca de la falla Azores-Gibraltar, por lo que el diseño sísmico del edificio cobra especial importancia, esto unido a la altura de las torres, ha requerido de un minucioso análisis del comportamiento estructural frente acciones horizontales.



Figura 1. Vista general 3D de la edificación

A nivel estructural, la estructura horizontal tanto de las torres como del zócalo se ha resuelto con losas de hormigón armado de diferentes espesores en función de la luz y del uso, y la estructura vertical se ha resuelto con pilares y núcleos de hormigón armado. Cabe destacar que en la transición entre el zócalo y las torres se han definido unas losas de gran canto (1.70 m) que han permitido independizar el esquema de pilares de las torres del zócalo.

La estructura vertical se divide en pilares y núcleos (uno por torre), de tal forma que todos los elementos se consideran resistente para la acción del viento, y tan solo los núcleos son resistentes para la acción del sismo, quedando los pilares, en este caso, como un sistema secundario que resiste las acciones verticales y que es capaz de asumir las deformaciones horizontales.

A nivel geotécnico, el edificio se sitúa en las tierras ganadas al mar, por lo que presenta un nivel de rellenos antrópicos de hasta 15 m de espesor, lo que por lo que la cimentación se ha resuelto con pilotes de entre 850 y 1800 mm de diámetro con profundidades de hasta 25 m.

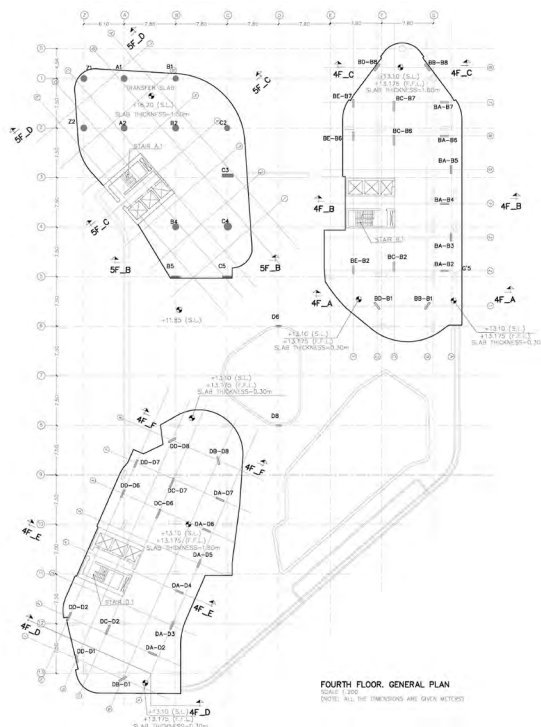


Figura 2. Planta general de transición zócalo-torres.

## Efectos aeroelásticos sobre seguidores solares de un solo eje

- **Eva Martínez García**  
Ms. Ingeniería Energética, Bs. Ingeniera de Minas. Universidad de Oviedo. PDI.  
[UO267991@uniovi.es](mailto:UO267991@uniovi.es)
- **Eduardo Blanco Marigorta**  
Dr. Ingeniero Industrial. Universidad de Oviedo. Catedrático.  
[eblanco@uniovi.es](mailto:eblanco@uniovi.es)
- **Antonio Navarro Manso**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Universidad de Oviedo. Prof. Contratado Doctor.  
[navarroantonio@uniovi.es](mailto:navarroantonio@uniovi.es)

## PALABRAS CLAVE:

Proyecto y cálculo de estructuras, aeroelasticidad, túnel aerodinámico, análisis dimensional, seguidor solar fotovoltaico.

## RESUMEN

La tendencia actual en la captación de energía fotovoltaica es utilizar seguidores solares de un solo grado de libertad, en vez de dos. Esto se consigue, en la práctica, con la disposición de los paneles de forma longitudinal sobre un tubo a torsión (“*torque tube*”), accionado por un motor en la sección central. De esta forma, se reduce en algo la energía obtenida, pero sigue siendo alrededor de un 30% superior que la obtenida con placas fijas.

Debido a la evolución y optimización estructural que el mercado está llevando a cabo, estas instalaciones resultan extremadamente esbeltas; si bien el diseño frente a las cargas estáticas y situaciones accidentales no extremas está correctamente resuelto, es posible que se produzcan inestabilidades aeroelásticas para algunas situaciones particulares.

La tipología estructural de los captadores consiste en un tubo empotrado-libre a torsión, con uno o más soportes verticales en función de la longitud de los paneles; estos soportes coartan los desplazamientos, pero no los giros. Así, los fenómenos fluido-dinámicos que se pueden esperar son la divergencia torsional, las vibraciones inducidas por desprendimiento de vórtices y el galope o flameo (de un solo grado de libertad) torsional.

Para estudiar estos fenómenos, se ha hecho un análisis inspeccional de la ecuación diferencial del movimiento torsional del eje, obteniendo así los parámetros adimensionales descriptivos del fenómeno aerodinámico y estructural. Con ellos se ha desarrollado un modelo aeroelástico y se ha construido un modelo a escala reducida que se ha ensayado en un túnel aerodinámico.

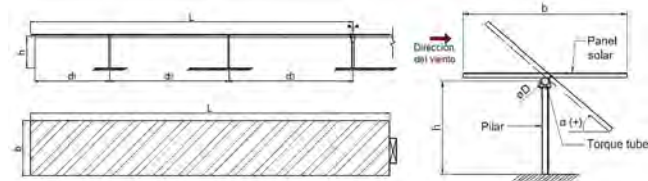


Figura 1. Esquema y dimensiones de un seguidor solar.

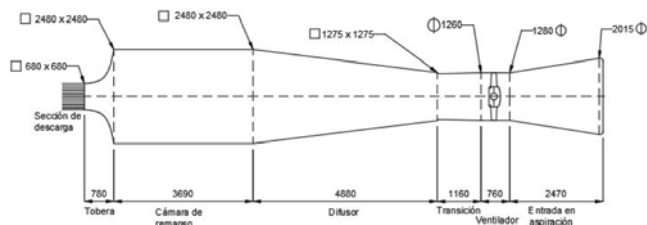


Figura 2. Esquema y dimensiones del túnel aerodinámico EB40-oWT (cotas en mm).

## El futuro Código Estructural español: Problemática y divergencia con la legislación europea

- **Rafael Bueno Maldonado**  
Dr. Arquitecto. Universidad de Sevilla. Profesor de Estructuras.  
[rbueno@us.es](mailto:rbueno@us.es)
- **Manuel Bueno Maldonado**  
Abogado. ASIDAC. Director jurídico  
[mbueno@gpacero.es](mailto:mbueno@gpacero.es)

### PALABRAS CLAVE:

Código Estructural, EHE-08, Eurocódigos, Asidac.

### RESUMEN

Las reglamentaciones actuales en el ámbito de las estructuras de hormigón y acero en España (EHE-08, EAE-11) van a ser sustituidas por una nueva reglamentación denominada Código Estructural, cuya redacción se inició hace más de 6 años por parte del Ministerio de Fomento.

El borrador actual del Código Estructural español, actualmente en Bruselas, ha presentado durante su redacción y tramitación importantes vicisitudes. La no incorporación literal

de todos los Eurocódigos así como la divergencia con el Reglamento (UE) 305/2011 y de importantes Sentencias Judiciales incide de manera directa en dicha problemática.

En la presente comunicación se detallan los fundamentos jurídico-técnicos de dicha problemática mediante el análisis comparativo del Código Estructural con los Eurocódigos, la Legislación Comunitaria y recientes pronunciamientos del Tribunal de Justicia de la Unión Europea (TJUE).



Figura 1. El Código Estructural debilita la coherencia y consistencia de los Eurocódigos, al incorporarlos con importantes alteraciones

## EN 1992-4. Nuevo método de cálculo de anclajes en hormigón

- **Jörg Appl**  
Dr. MSc. Civil Engineer. Hilti Corporation. Technical Marketing BU Anchors.  
[Joerg.Appl@hilti.com](mailto:Joerg.Appl@hilti.com)
- **Antonio Cardo Fernandez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Hilti Española S.A. Responsable Oficina Técnica.  
[Antonio.Cardo@hilti.com](mailto:Antonio.Cardo@hilti.com)
- **María de la Luz España Villanueva**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Hilti Española S.A. Ingeniera Oficina Técnica.  
[Mariadelaluz.Espana@hilti.com](mailto:Mariadelaluz.Espana@hilti.com)

### PALABRAS CLAVE:

Hormigón, Anclajes, Eurocódigo, Armadura, Normativa.

### RESUMEN

Desde el año 2019, el documento EN 1992-4 sustituye a la ETAG 001 como normativa de referencia en Europa para el cálculo de anclajes a posteriori en hormigón. EN 1992-4 se incorpora como Anexo del Eurocódigo 2, lo cual tiene una significativa importancia desde el punto de vista legal. Desde su publicación el cálculo de anclajes en hormigón está al mismo nivel que el cálculo de la propia estructura de hormigón.

Este anejo recopila en un sólo documento las metodologías de cálculos de todas las tipologías de anclajes (anclajes embebidos, anclajes a posteriori, carril embebido y pernos embebidos) respecto a las diferentes tipologías de solicitaciones (cargas estáticas, fatiga, cargas sísmicas y fuego).

Si comparamos la norma EN-1992-4 con la guía ETAG 001, mantiene gran parte de los conceptos utilizados hasta ahora en

el diseño de soluciones (simbología, asunción de rigidez de la placa de la placa, factores de seguridad...) y amplia algunos de ellos (configuraciones de anclaje, resistencias de hormigones). Aparte de un alcance más amplio, las principales diferencias entre EN1992-4 y ETAG se dan en la determinación de la resistencia del anclaje, afectando a distintos modos de fallo:

- Tracción: Fallo por cono de hormigón, Fallo por adherencia (fluencia) y fallo por splitting
- Cortante: Fallo de acero con brazo de palanca y fallo de borde de hormigón cercano.
- Cargas combinadas

También cabe reseñar que la nueva metodología permite asumir capacidad resistente de la armadura del hormigón para resistir las cargas que llegan al anclaje. Esta armadura tendrá que cumplir con unos requerimientos en cuanto a diámetro y separación entre barras.

	Descripción	Implicaciones
<b>Standard (e.g. Eurocodes)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Documento <b>obligatorio</b>.</li> <li>- Se publicará como norma nacional en los países del CEN.</li> <li>- Las normas nacionales en conflicto serán retiradas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Traducido a lenguas locales.</li> <li>- Promovido por las autoridades.</li> <li>- Impuesto para obras públicas, y de facto también para obras privadas.</li> <li>- Alta concienciación.</li> </ul>
<b>Guía (e.g. ETAG)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Documento <b>informativo</b>.</li> <li>- Reglas generales, orientación, consejos o recomendaciones relacionadas con la normalización europea.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- No publicado a nivel nacional.</li> <li>- Sólo disponible en Inglés.</li> <li>- No impuesto.</li> <li>- No promovido por autoridades.</li> <li>- <b>Concienciación limitada.</b></li> </ul>

Figura 1. Diferencias legales entre ambos documentos.

Failure mode	Single fastener	Group of fasteners
1 Steel failure of fastener	No change	
2 Concrete cone failure	$N_{t,Rk} = N_{t,Rk} \cdot \frac{A_{br,Rk}}{A_{br,Rk,ref}}$	$N_{t,Rk} = N_{t,Rk} \cdot \frac{A_{br,Rk}}{A_{br,Rk,ref}}$
3 Pull-out failure of fastener*	No change	
4 Combined pull-out and concrete failure	$N_{t,Rk} = N_{t,Rk} \cdot \frac{A_{br,Rk}}{A_{br,Rk,ref}}$	$N_{t,Rk} = N_{t,Rk} \cdot \frac{A_{br,Rk}}{A_{br,Rk,ref}}$
5 Concrete splitting failure	$N_{t,Rk} = N_{t,Rk} \cdot \frac{A_{br,Rk}}{A_{br,Rk,ref}}$	$N_{t,Rk} = N_{t,Rk} \cdot \frac{A_{br,Rk}}{A_{br,Rk,ref}}$
6 Concrete rib-shear failure*	Cast-in relevant	
7 Steel failure of reinforcement	$N_{t,Rk} = N_{t,Rk} \cdot \frac{A_{br,Rk}}{A_{br,Rk,ref}}$	$N_{t,Rk} = N_{t,Rk} \cdot \frac{A_{br,Rk}}{A_{br,Rk,ref}}$
8 Anchorage failure of reinforcement	$N_{t,Rk} = N_{t,Rk} \cdot \frac{A_{br,Rk}}{A_{br,Rk,ref}}$	$N_{t,Rk} = N_{t,Rk} \cdot \frac{A_{br,Rk}}{A_{br,Rk,ref}}$

Figura 2. Modos de fallo con diferencias relevantes de cálculo con EN1992-4 y ETAG001.

## Escultura suspendida de composite laminado con resina y fibra de vidrio en la Universidad de Nueva York

- **Arturo Ruiz De Villa Valdés**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. AR2V Ingeniería. Director General.  
[arturo.ruizdevilla@ar2v.com](mailto:arturo.ruizdevilla@ar2v.com)
- **Iñaki Auzmendi Alfaro**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. AR2V Ingeniería. Jefe de Proyecto.  
[inaki.auzmendi@ar2v.com](mailto:inaki.auzmendi@ar2v.com)
- **Javier Oliva Quecedo**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. AR2V Ingeniería. Jefe de Proyecto.  
[javier.olivaquecedo@ar2v.com](mailto:javier.olivaquecedo@ar2v.com)

### PALABRAS CLAVE:

Composite, GFRP, escultura, arte, ingeniería, cables, acero inoxidable, fibra vidrio, resina epoxi.

## RESUMEN

La Universidad de Nueva York (NYU) seleccionó a la reconocida artista japonesa Mariko Mori para la instalación de un conjunto escultórico suspendido en el atrio del Science Building del centro NYU Langone.

La pieza, de nombre Ekpyrotic String VI, es una esbelta escultura espacial con formas orgánicas cuya cáscara se fabricó en un composite multicapa laminado mediante resina reforzada con fibra de vidrio. Está suspendida del techo del atrio mediante cables de acero inoxidable.

La escultura presenta unas dimensiones de 5132 mm largo x 4270 ancho x 2573 mm alto que impedían su transporte desde el lugar de fabricación a Estados Unidos por medios convencionales, así como su introducción en el edificio. Por ello se segmentó en varias piezas fácilmente manipulables que se interconectaban *in situ* mediante un complejo sistema de conexión diseñado *ex profeso*.

AR2V INGENIERÍA fue responsable del proyecto de ingeniería de la escultura, que incluyó el análisis estructural de la pieza mediante elementos finitos, la definición de los sistemas de conexión entre los distintos segmentos y la supervisión del proceso de instalación. En este artículo se expondrán los aspectos clave del diseño estructural de la obra, los retos en la aplicación de la tecnología de composites en la fabricación de obras de arte y sus implicaciones en la seguridad en un entorno urbano.



Figuras 1 y 2. Vista general de la escultura.

## Estructura del nuevo hospital universitario en la ciudad de Cuenca

- **Ramón Sánchez De León**  
Ingeniero de Caminos. ESTUDIO AIA. Director de Obra Civil.  
[rsanchezdeleon@estudioaia.com](mailto:rsanchezdeleon@estudioaia.com)

- **Alberto Herrera Gómez**  
Ingeniero de Caminos. ESTUDIO AIA. Departamento de Estructuras.  
[aherrera@estudioaia.com](mailto:aherrera@estudioaia.com)
- **Francisco Sánchez De León**  
Arquitecto. ESTUDIO AIA. Director de Arquitectura.  
[fsanchezdeleon@estudioaia.com](mailto:fsanchezdeleon@estudioaia.com)

### PALABRAS CLAVE:

Losas, pasarelas, vibraciones, helipuerto, recalces, atirantado.

### RESUMEN

El proyecto de la estructura corresponde a la ejecución del nuevo hospital universitario en Cuenca. El complejo consta de 17 edificios independientes unidos por una galería central y pasarelas de interconexión, generando 100.255 m<sup>2</sup> de estructura de diversas tipologías.

El número de plantas depende de la configuración de cada edificio si bien en líneas generales los de la zona norte presentan cinco plantas sobre rasante mientras que en la sur se definen ocho niveles. En ambas zonas existen bajo rasante una o dos plantas. Sobre el nivel de cubiertas se dispone, en la mayoría de edificios, una estructura metálica aporticada destinada a cubrir los equipos e instalaciones de climatización.



Figura 1. Vista general de la estructura del hospital desde el oeste.



Figura 2. Alzado de edificios O, M y J.

Básicamente la estructura se resuelve en hormigón armado mediante pilares (en algunos casos metálicos) en los que apoyan directamente losas macizas para cubrir luces superiores a 10,00 metros. Las separaciones máximas entre juntas de dilatación son de 69 m. Existen algunas zonas singulares, como las que se indican a continuación:

- La cubierta del salón de actos, resuelta con vigas mixtas de 18 m de luz.
- Las pasarelas entre edificios de hasta cinco niveles, con forjados mixtos de chapa colaborante colgados de cerchas metálicas situadas en el nivel superior, con importantes luces y control de vibraciones.

- El acceso a urgencias que se realiza a través de un vial resuelto con losa postesada y con puentes de hormigón pretensado de acceso.
- La marquesina atirantada de la entrada general a urgencias del hospital, conformando un gran voladizo.
- Helipuerto sobre amortiguadores para atenuar las vibraciones en zonas quirúrgicas.
- Recalce de cimentaciones preexistentes mediante pilotes y micropilotes.

## Estudio de silo con modelos acoplados de Interacción Suelo-Estructura

- **Carlos J. Bajo Pavía**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ferrovial-Agromán S.A. Jefe de Área de Estructuras Obra Civil.  
[carlos.bajo@ferrovial.com](mailto:carlos.bajo@ferrovial.com)
- **Marta Pérez Escacho**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ferrovial-Agromán S.A. Coordinador de proyectos de Estructuras.  
[mpescacho@ferrovial.com](mailto:mpescacho@ferrovial.com)
- **Davor Simic**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ferrovial-Agromán S.A. Jefe de Área de Geotecnia Zona II.  
[davor.simic@ferrovial.com](mailto:davor.simic@ferrovial.com)
- **Belén Martínez Bacas**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ferrovial-Agromán S.A. Coordinador de proyectos de Geotecnia II.  
[abmartinez@ferrovial.com](mailto:abmartinez@ferrovial.com)
- **Félix Lorenzo Martín**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ferrovial-Agromán S.A. Jefe de Área de Geotecnia Zona I.  
[florenzo@ferrovial.com](mailto:florenzo@ferrovial.com)
- **José Antonio Barco Herrera**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ferrovial-Agromán S.A. Coordinador de proyectos de Geotecnia I.  
[jbarco@ferrovial.com](mailto:jbarco@ferrovial.com)

### PALABRAS CLAVE:

Silo, Interacción suelo-estructura, modelo acoplado.

### RESUMEN

La Interacción Suelo-Estructura presente en cualquier proyecto de construcción, resulta en ocasiones un elemento clave en el diseño, por ello, la aplicación de metodologías BIM no solo a nivel de plataforma de trabajo, sino como medio para obtener soluciones integradas surge como una oportunidad para lograr un diseño global óptimo.

El presente artículo muestra el estudio realizado para determinar la respuesta estructural de un Silo de grandes dimensiones, 50 m de diámetro y 50 m de altura, cuando se emplean métodos de cálculo acoplados, Estructura-Geotecnia, frente al obtenido mediante el empleo de métodos tradicionales de parametrización del suelo en el modelo estructural.

En el caso concreto del Silo, en fases tempranas de diseño se había observado una respuesta estructural muy condicionada a su interacción con el suelo, y las metodologías convencionales empleando módulo de balasto y modelos tipo Mohr Coulomb introducían incertidumbres que bien obligan a sobredimensionar los diferentes elementos, bien dejaban a la



estructura en una situación que podría considerarse de riesgo controlado.

Por este motivo, se decide realizar un estudio empleando una nueva herramienta de cálculo utilizando modelos acoplados, Sap2000-Plaxis3D, que prescindiendo de las convencionales parametrizaciones auxiliares logra una compatibilidad directa entre modelos.

Con ello se obtuvieron ventajas no solo al reducir las incertidumbres derivadas del trabajo con módulo de balasto, sino que se pudieron integrar de forma directa en el proceso mejoras en el modelo geotécnico con herramientas tipo *Hardening Soil*, más adecuado para las capas de arenas arcillosas rígidas a muy rígidas de la zona, y se pudo verificar que los resultados tanto deformacionales como a nivel de esfuerzos se correlacionaban en ambos modelos de forma unívoca.

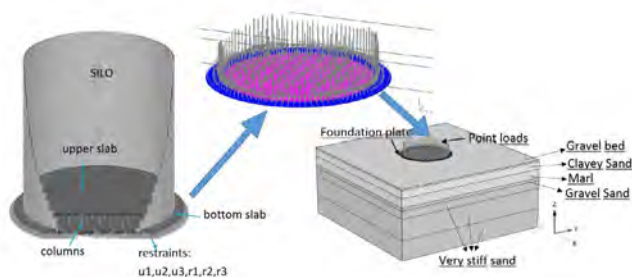


Figura 1. Esquema del proceso de diseño con modelo acoplado.



Figura 2. Fotografías tomadas durante la ejecución de la obra.

## Estudio del aislamiento sísmico y diseño del tablero del viaducto 4 del tren interurbano México-Toluca

- **Luis Matute Rubio**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Director General.  
[luis.matute@ideam.es](mailto:luis.matute@ideam.es)
- **Daniel Martínez Agromayor**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Director del Departamento de Puentes.  
[daniel.martinez@ideam.es](mailto:daniel.martinez@ideam.es)
- **Maria João Dos Santos Freitas**  
Máster en Ingeniería Civil. IDEAM S.A. Ingeniero Proyectista.  
[mariajoao.freitas@ideam.es](mailto:mariajoao.freitas@ideam.es)

- **David Alcañiz Jiménez**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Ingeniero Proyectista.  
[david.alcaniz@ideam.es](mailto:david.alcaniz@ideam.es)

### PALABRAS CLAVE:

Amortiguamiento, recentrado, *time-history*, autocimbra, cajón postesado.

### RESUMEN

El viaducto 4 de la línea de tren interurbano México-Toluca es un viaducto continuo de hormigón de longitud total 1448 m, con la siguiente distribución de luces: 52+21×64+52, y un trazado recto en planta. La sección transversal del tablero es un cajón monocelular de hormigón postesado, con un ancho total de 11.50 m, lo que permite alojar dos vías de ferrocarril, y un canto total de 4.30 m, constante en toda la longitud del viaducto, lo que supone una esbeltez de  $L/14.88$ .

La subestructura del viaducto consta de pilas tipo rectangulares huecas, con altura máxima de 74 metros sobre el terreno, y una pila en forma de delta (apoyo 4-13), ejecutada mediante desabatimiento de dos fustes metálicos.

El proyecto original del viaducto 4 definía que la ejecución del tablero se realizase vano a vano, empleando una autocimbra que avanzase desde el estribo 2. En fase de construcción, se modificó el proceso constructivo del tablero, empleando, adicionalmente, una segunda autocimbra que avanzase desde el estribo 1.

La alta sismicidad de esta zona de México justifica el empleo de una estrategia antisísmica singular en el viaducto 4. En sentido longitudinal, el viaducto se aísla frente a acciones sísmicas empleando amortiguadores viscosos, ubicados en ambos estribos. La capacidad de recentrado del tablero se consigue mediante el empleo de unos neoprenos horizontales ubicados en la pila en delta y disponiendo unos apoyos fijos en longitudinal en los apoyos centrales de la estructura. El resto de apoyos en pilas se encuentran libres en sentido longitudinal. El estudio del comportamiento del viaducto frente a sismo longitudinal se ha llevado a cabo mediante un análisis paso a paso en el tiempo (*time-history*).

En sentido transversal, la acción sísmica se recoge pila a pila, permitiendo la formación de rótulas plásticas en la base de las mismas.



Figura 1. Vista durante el izado de los fustes de la pila en delta.



Figura 2. Vista aérea del Viaducto 4 durante la construcción.

## Facultad de Psicología de Málaga. Estructura mixta de grandes luces con apoyos a tresbolillo

- **Alejandro Bernabeu Larena**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Bernabeu Ingenieros.  
[abl@bernabeu.net](mailto:abl@bernabeu.net)
- **Isabel Sáez Alonso**  
Arquitecta, Máster en Estructuras. Bernabeu Ingenieros.  
[isa@bernabeu.net](mailto:isa@bernabeu.net)
- **Javier Gómez Mateo**  
Arquitecto, Máster en Estructuras. Bernabeu Ingenieros.  
[jgm@bernabeu.net](mailto:jgm@bernabeu.net)

### PALABRAS CLAVE:

Estructura mixta, relación arquitectura-estructura, grandes voladizos, celosías metálicas de fachada.

### RESUMEN

El edificio de la nueva Facultad de Psicología de Málaga, de los arquitectos Eduardo Pérez Gómez y Miguel Angel Sánchez García, ofrece un ejemplo de configuración estructural singular y precisa relación arquitectura-estructura.



Figura 1. Maqueta. Vista general exterior. Patios interiores a tresbolillo y volumen principal en voladizo.



Figura 2. Vista general exterior. Ejecución de la estructura. Estructura mixta de forjados y celosía metálica de fachada en las zonas de grandes vuelos.

El edificio ocupa una dimensión en planta de aproximadamente 90x100 metros, con una gran abertura central, que marca el acceso al edificio, y un lateral curvo en voladizo, que genera una plaza exterior cubierta. Esta organizado en un nivel de sótano, planta baja y dos niveles sobre rasante. Los dos niveles sobre rasante configuran un volumen masivo y compacto, con las fachadas exteriores cerradas, con aberturas localizadas. Destacan en el planteamiento arquitectónico dos cuestiones, que determinan la configuración de la estructura. Por una par-

te, la disposición de los patios interiores acristalados, de 18x3 metros, que se disponen a tresbolillo en planta, favoreciendo la entrada de luz natural al interior. Por otra parte, el gran vuelo del volumen sobre rasante, que genera un gran espacio diáfano cubierto en la zona de acceso.

La disposición a tresbolillo de los patios resulta determinante en la configuración estructural del proyecto. Así, la disposición de los elementos de apoyo viene condicionada por los patios, al considerarse pantallas de apoyo, de 3 m de longitud, únicamente en uno de los laterales de cada patio, quedando el otro libre, y alternando la disposición de los mismos. Esta configuración resulta en luces entre apoyos de 18 m en sentido longitudinal, y 15 m en sentido transversal, que se resuelven con un sistema de vigas metálicas, apoyadas de manera embrochada y excéntrica en las pantallas, que forman con el forjado de hormigón una estructura mixta.

Los grandes vuelos del volumen sobre rasante se resuelven con un sistema de grandes celosías metálicas en fachada, que apoyan en las pantallas, dispuestas retranqueadas hacia el interior, a través de las vigas metálicas del forjado.

## Hospital de Barrio Obrero. Asunción. Paraguay

- **José Soriano Martín**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores.  
Jefe de proyectos.  
[jsm@fhecor.es](mailto:jsm@fhecor.es)
- **Diego Apellániz Quintana**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Bollinger + Grohmann Ingenieure.  
[dapellaniz@bollinger-grohmann.de](mailto:dapellaniz@bollinger-grohmann.de)
- **Hugo Corres Peiretti**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores.  
[hcp@fhecor.es](mailto:hcp@fhecor.es)
- **Eduardo Romero Rey**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores.  
Director Departamento Edificación  
[err@fhecor.es](mailto:err@fhecor.es)

### PALABRAS CLAVE:

Vigas tubo de hormigón, vigas vierendeel de hormigón, hormigón postesado.



Figura 1. Imagen de la zona sur del edificio. Volumen elevado sobre plaza inclinada.

### RESUMEN

El nuevo hospital de Barrio Obrero se ubica en la ciudad de Asunción, capital de Paraguay. Se trata de un edificio de geo-

metría singular proyectado por el arquitecto paraguayo Javier Corvalán (Laboratorio de Arquitectura) y se convertirá en el principal hospital del país. La superficie útil del hospital es de unos 35.000m<sup>2</sup> y cuenta con todo tipo de servicios, desde consultorios y urgencias hasta quirófanos e internación. Así mismo cuenta con un auditorio y una residencia para médicos.

Fhecor Ingenieros Consultores ha colaborado desde la fase de concepción hasta el desarrollo del proyecto constructivo.



Figura 2. Sección zona Sur. Corte Este-Oeste. Volumen cilíndrico.

## Influencia de la rugosidad de la interfaz y de la cuantía de armadura transversal en la resistencia a cortante de vigas compuestas de hormigón armado

- **Lisbel Rueda García**  
Máster Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València. Estudiante de doctorado.  
[lisruega@cam.upv.es](mailto:lisruega@cam.upv.es)
- **José Luis Bonet Senach**  
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València. Catedrático.  
[jlbonet@cst.upv.es](mailto:jlbonet@cst.upv.es)
- **Pedro Francisco Miguel Sosa**  
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València. Catedrático.  
[pmiguel@cst.upv.es](mailto:pmiguel@cst.upv.es)

### PALABRAS CLAVE:

Hormigón armado, viga compuesta, esfuerzos tangenciales, rasante, cortante, rugosidad de la interfaz, armado transversal.

### RESUMEN

Las vigas compuestas de hormigones de diferente calidad fabricadas en dos fases son muy utilizadas tanto en ingeniería civil como en edificación. La presencia de una junta horizontal y la diferencia de calidad entre los hormigones puede modificar sustancialmente su comportamiento resistente. Entre los objetivos del proyecto BIA2015-64672-C4-4-R se incluye el estudio del comportamiento resistente a cortante de vigas compuestas. En el marco de este proyecto, el trabajo presentado en esta ponencia tiene como objetivo analizar experimentalmente la influencia en la resistencia a cortante que tienen la rugosidad de la interfaz entre hormigones y la cuantía de armadura transversal que atraviesa la junta, y comparar los resultados con los obtenidos según diferentes códigos de diseño. Para ello, se ensayan a cuatro puntos siete vigas compuestas de hormigón armado de sección rectangular de 3,5 m de longitud, con y sin armadura transversal de cortante. Cada viga posee un tratamiento diferente de la interfaz, distinguiendo entre jun-

ta lisa o rugosa, con o sin armadura de cosido, manteniendo constantes la geometría, la cuantía de armadura longitudinal, la esbeltez de cortante y la resistencia de los dos hormigones, de 30 MPa. La instrumentación empleada durante los ensayos permite observar, entre otras cosas, en qué momento entran en carga las armaduras transversales, si se produce un deslizamiento entre los dos hormigones y cuál es la tensión de rasante obtenida. Mientras que los cálculos según los códigos indicaban una posible rotura por rasante en al menos cuatro de las siete vigas, todas ellas presentan un fallo por cortante. Se ha observado que las características de la interfaz influyen en el mecanismo resistente que desarrolla el elemento y, por tanto, en la resistencia alcanzada. Además, se ha verificado la necesidad de una adaptación de las formulaciones de cortante existentes a este tipo de vigas.

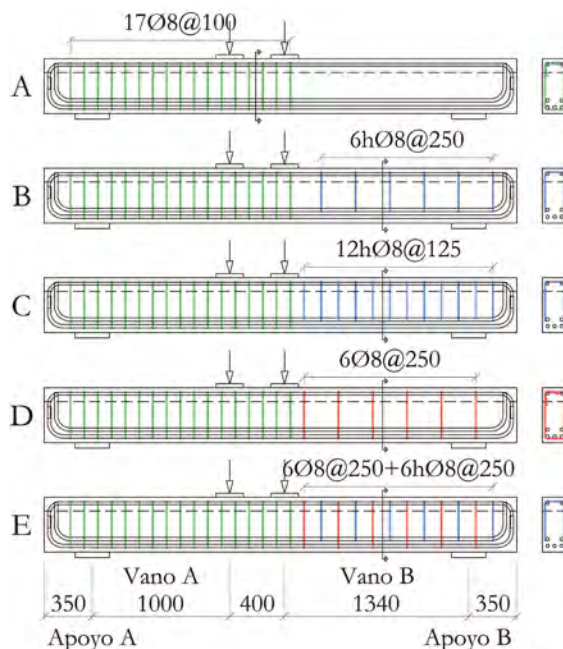


Figura 1. Disposición de armado de las vigas. Unidades: mm.

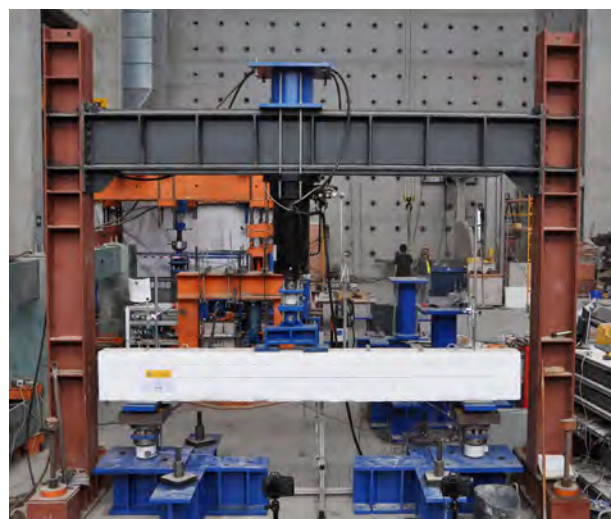


Figura 2. Disposición del ensayo.

# Diseño geométrico de revestimientos prefabricados de hormigón armado para túneles ejecutados con T.B.M.

- **Javier Pablo Ainchil Lavín**  
Ingeniero de Caminos. Universidad Politécnica de Cataluña. Profesor Asociado.  
[javier.ainchil@upc.edu](mailto:javier.ainchil@upc.edu)
- **Gonzalo Ramos Schneider**  
Doctor Ingeniero de Caminos. Universidad Politécnica de Cataluña. Catedrático.  
[gonzalo.ramos@upc.edu](mailto:gonzalo.ramos@upc.edu)
- **Albert de la Fuente Antequera**  
Ingeniero de Caminos. Universidad Politécnica de Cataluña. Profesor Agregado.  
[albert.de.la.fuente@upc.edu](mailto:albert.de.la.fuente@upc.edu)

## PALABRAS CLAVE:

TBM, dovela, prefabricado, geometría, transitorio, prestaciones.

## RESUMEN

La ejecución de túneles con T.B.M. *Tunnel Boring Machine* y revestimientos de dovelas prefabricadas de hormigón armado se ha convertido en una solución frecuente en áreas urbanas, válida para una amplia gama de entornos geotécnicos. Si bien el diámetro interno es definido por la funcionalidad del túnel, el resto de parámetros que definen la geometría de las diferentes dovelas que constituyen los anillos es el resultado de un complejo proceso en el que intervienen el trazado, los estados de cargas esperados, la configuración de la TBM, los requerimientos del proyecto en estado de servicio así como el comportamiento transitorio del anillo durante su montaje hasta el fraguado de la inyección de mortero entre el extradós y el terreno excavado.

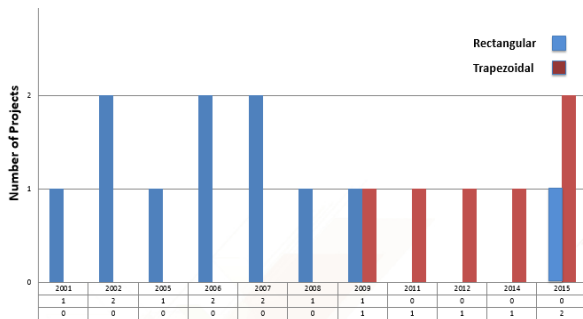


Figura 1. Evolución de los tipos de dovelas con el tiempo.

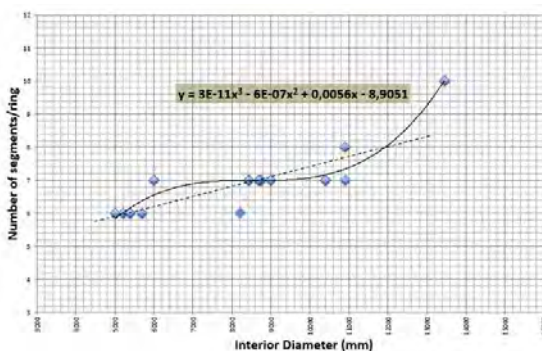


Figura 2. Número de dovelas por anillo frente a diámetro interior en m.

Se han analizado una serie de proyectos de referencia construidos en los últimos años y se han establecido correlaciones básicas entre los diferentes parámetros geométricos identificando su significancia y analizando su evolución a lo largo del tiempo, detectándose una clara tendencia hacia el empleo de revestimientos con juntas longitudinales ligeramente oblicuas con respecto al eje del túnel en detrimento de la clásica configuración de juntas rectas y dovelas rectangulares.

La comparación entre revestimientos con junta longitudinal recta u oblicua se ha planteado desde el punto de vista de la ingeniería prestacional, con particular hincapié en su comportamiento tensional y deformacional, tanto a partir de un análisis teórico mediante elementos finitos como de deformaciones observadas en una obra real. Por último, y de una manera más cualitativa, se han señalado posibles ventajas de uno u otro tipo ante los requerimientos más habituales.

## La fatiga en las estructuras tipo mástil

- **José Ramón Arroyo Arroyo**  
Ingeniero Industrial. INTEMAC. Jefe de la Sección de Estructuras.  
[jrarroyo@intemac.es](mailto:jrarroyo@intemac.es)
- **Raúl Rubén Rodríguez Escribano**  
Doctor Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. INTEMAC. Director de la División de Estudios.  
[rrodriguez@intemac.es](mailto:rrodriguez@intemac.es)
- **Ramón Álvarez Cabal**  
Doctor Ingeniero Industrial. INTEMAC. Director del Área de Estructuras.  
[ralvarez@intemac.es](mailto:ralvarez@intemac.es)

## PALABRAS CLAVE:

Fatiga, empotramiento, perno, ciclo, viento, mástil.

## RESUMEN

Frecuentemente se considera al daño por fatiga como un problema singular, que tan sólo afecta a estructuras muy especiales sometidas a acciones que rara vez se presentan en la realidad.

En la presente ponencia se intenta demostrar como esta percepción del fenómeno resulta no sólo equivocada sino, en muchas ocasiones arriesgada.

En los últimos años los autores han participado en la investigación de una serie de incidentes achacados a una sollicitación ambiental de carácter extremo, que sin embargo fueron rápidamente identificados como resultantes de un proceso de fatiga. Muchos de estos incidentes se han dado en estructuras tan comunes como mástiles, elementos de señalización, postes de iluminación, etc, estructuras todas ellas de uso general en cualquier espacio público.

A todo lo anterior se añade el uso, en demasiadas ocasiones de una normativa obsoleta que no contempla para estas estructuras la comprobación ante los procesos de fatiga que, sin embargo, constituyen la causa directa de la mayor parte de los daños.

Sirvan de ejemplo la figura y la fotografía siguientes en las que se aprecia el modelo de cálculo de una placa base y el fallo prematuro por fatiga de un perno de una banderola.



Figura 1. Deformada de los pernos de anclaje por esfuerzo cortante.

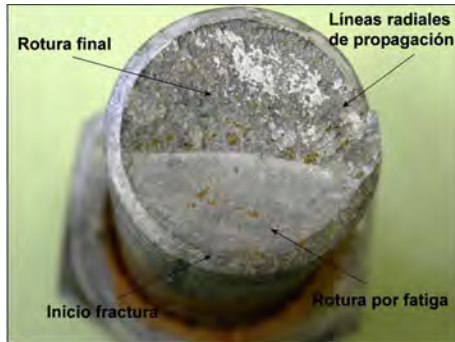


Figura 2. Vista de la rotura parcial por fatiga de un perno de anclaje de una placa base una vez decapada.

## Lo pequeño es bello: Algunos ejemplos de estructuras de pequeña escala

- **Juan Rey Rey**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Mecanismo Ingeniería / UPM. Director /Prof. Asociado.  
[juan.rey@mecanismo.es](mailto:juan.rey@mecanismo.es)
- **Jacinto Ruiz Carmona**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Mecanismo Ingeniería / UPM. Asociado /Prof. Asociado.  
[jacinto.ruiz@mecanismo.es](mailto:jacinto.ruiz@mecanismo.es)
- **Pablo Vegas González**  
Arquitecto. Máster Estructuras Edificación. Mecanismo Ingeniería. Asociado.  
[pablo.vegas@mecanismo.es](mailto:pablo.vegas@mecanismo.es)

### PALABRAS CLAVE:

Estructuras de pequeña escala, escalera, pérgola, mirador, vivienda unifamiliar, detalles.

### RESUMEN

Habitualmente los proyectos más divulgados son aquellos de mayor tamaño o relevancia económica. Sin embargo, en no pocas ocasiones es en los más pequeños o de menor impacto mediático en los que se desarrollan propuestas más interesantes, arriesgadas o innovadoras. Esto puede deberse a varios factores: por una parte, en los proyectos de pequeña escala es más asumible tomar un cierto grado de riesgo en las soluciones propuestas, motivado en parte por la menor envergadura económica de lo que está en juego. Por otro lado, en este tipo de proyectos cada rincón del mismo es especial y único, descartándose así en muchas ocasiones de entrada las soluciones convencionales.

Dentro del campo de la edificación, las viviendas unifamiliares son una tipología muy dada a la experimentación y a la apuesta por soluciones singulares desde el punto de vista estructural. En algunos casos las singularidades vienen de la mano de grandes luces o voladizos y en otras de su comple-

jidat geométrica o formal. En el presente artículo se analizan algunos ejemplos de esta tipología desarrollados por Mecanismo Ingeniería, como: Casa Campos en Salobreña, Vivienda “Where Eagles Dare” en Mallorca o Casa de las Hormigas en Collado Villalba.

Reduciendo todavía más la escala, cabe destacar que, en algunos casos, el diseño y cálculo de una escalera puede tener mayor complejidad técnica y requerir más horas de ingeniería que el propio edificio que la alberga. Así, se presentan también algunos ejemplos desarrollados como la escalera de terrazo estructural en vivienda en Beaulieu sur Mer, escalera de Casa C o escalera de Casa Cárcavas (Figura 1).

Por último, se presentan también ejemplos de otros elementos de pequeña escala como pérgolas, marquesinas o cubiertas ligeras, los cuales son frecuentemente proyectos de alta complejidad y de elevado interés. Se incluye dentro de esta clasificación la instalación artística 1.78 de Janet Echelman en la Plaza Mayor de Madrid o el Mirador da Cova de Adegas Moure en Lugo (Figura 2).



Figura 1. Escalera en Casa Cárcavas -Langarita-Navarro Arquitectos.



Figura 2. Mirador da Cova de Adegas Moure en Lugo -Arrokabe Arquitectos.

## Metro Dubai. Estudio interacción vía-tablero

- **Luis Carrillo Alonso**  
Dr Ingeniero de Caminos C. y P. Acciona Ingeniería. Jefe Departamento Estructuras Obra Civil y Hormigón.  
[luis.carrillo.alonso@acciona.com](mailto:luis.carrillo.alonso@acciona.com)
- **Manuel Biedma García**  
Ingeniero de Caminos C. y P. Acciona Ingeniería. Jefe Departamento Estructuras Metálicas y Procedimientos Constructivos.  
[manuel.biedma.garcia@acciona.com](mailto:manuel.biedma.garcia@acciona.com)

- **Javier Carrascal Pérez**  
Ingeniero de Caminos C. y P. Acciona Ingeniería. Jefe de Proyectos. División de estructuras.  
[francisojavier.carrascal.perez@acciona.com](mailto:francisojavier.carrascal.perez@acciona.com)
- **Mariano Martín Cañueto**  
Ingeniero de Caminos C. y P. Acciona Ingeniería. Jefe División de Estructuras.  
[mariano.martin.canueto@acciona.com](mailto:mariano.martin.canueto@acciona.com)
- **Diego Romagosa Sánchez-Monge**  
Ingeniero de Caminos C. y P. Acciona Ingeniería  
Jefe de Proyectos. División de estructuras.  
[diego.romagosa.sanchezmonge@acciona.com](mailto:diego.romagosa.sanchezmonge@acciona.com)
- **Cristina García Cambron**  
Ingeniero de Caminos C. y P. Acciona Ingeniería Ingeniera de proyecto  
[cristina.garcia.cambron@acciona.com](mailto:cristina.garcia.cambron@acciona.com)

**PALABRAS CLAVE:**

Metro, tablero isostático, interacción vía-tablero, llave cortante.

**RESUMEN**

Acciona Construcción en consorcio resultó adjudicataria de la extensión del Metro de Dubai hasta la Expo2020. En este tramo se prevé la ejecución de un tramo de viaducto elevado de 10 Km donde se ubicarán 5 estaciones. La secuencia principal del viaducto son vanos isostáticos de 36 m de luz ejecutados mediante dovelas prefabricadas, existiendo tramos singulares correspondientes a los cambiavías y cruces sobre viales donde se alcanzan luces de hasta 72 m.

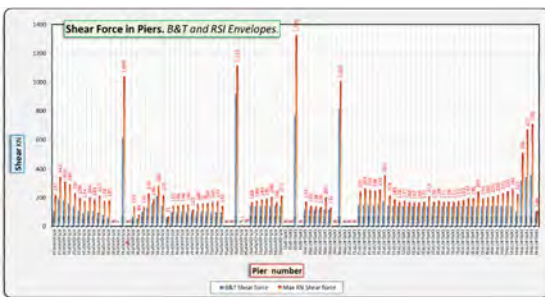


Figura 1. Envolvente de cortante en pilas de frenado y aceleración y para las anteriores más temperatura.

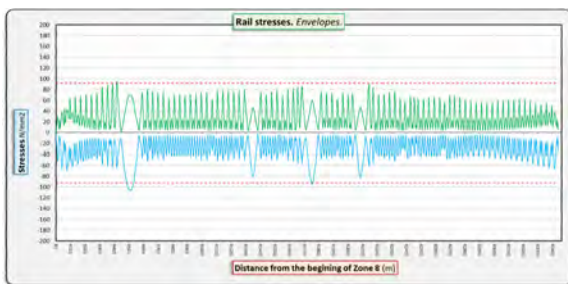


Figura 2. Envolvente de tensiones en carril para solución finalmente adoptada.

La utilización prácticamente exclusiva del carril continuo soldado en las nuevas líneas ferroviarias proyectadas desde hace unas décadas, ha conllevado la aparición de una serie de problemas relativos a la comprobación del carril instalado sobre cualquier estructura, es decir a la interacción entre la vía y el carril. En concreto el fenómeno de la interacción supone la introducción sobre el carril de todas aquellos efectos que implica la conexión de la vía a una estructura, la cual a su vez debe soportar una serie de acciones que implicarán su defor-

mación, y que habrán de compatibilizarse con las deformaciones del propio carril. En el caso estudiado se presentaban tramos de carril continuo de hasta 5 Km de longitud.

Acciona Ingeniería fue encargada de realizar el cálculo de la interacción vía-tablero del Viaducto principal. La metodología seguida, basada en la guía UIC774-3, permitió el estudio de esta problemática, incluyendo además en este análisis las situaciones de rotura de carril y el uso de fijaciones especiales de baja resistencia LRF y ZRF (“Low restrain fastener” y “Zero restrain fastener”). El resultado del estudio permitió validar el diseño e indicó la necesidad de la disposición de llaves de cortante en los tramos en curva para impedir que los movimientos diferenciales entre tableros se trasladasen al carril.

**Modelado BIM de túneles ferroviarios y de carreteras**

- **Oriol Vidal Oviedo**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Modelical. Senior Account Specialist  
[oriol@modelical.com](mailto:oriol@modelical.com)
- **Javier Giménez Vila**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Modelical. Especialista BIM Senior.  
[javier@modelical.com](mailto:javier@modelical.com)
- **Francisco Tabanera Asensio**  
Arquitecto. Modelical. Especialista BIM Senior.  
[francisco@modelical.com](mailto:francisco@modelical.com)

**PALABRAS CLAVE:**

BIM obras lineales.

**RESUMEN**

Hoy en día el modelado BIM es una realidad en el entorno de proyectos de obra lineal. Las distintas administraciones están actualmente adoptando esta metodología, que paulatinamente será de obligada aplicación. Actualmente, BIM ha sido ya exigido en proyectos de túneles, añadiendo un grado de complejidad a las tareas habituales.

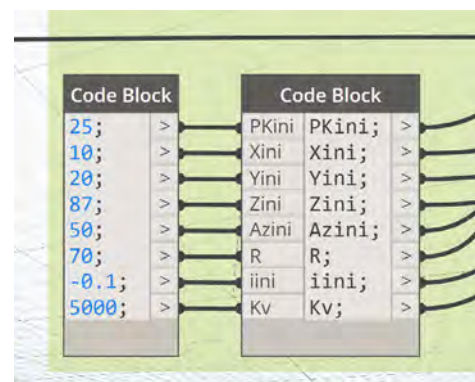


Figura 1. Ejemplo de introducción manual de datos de trazado para una alineación curva.

Las ingenierías deben enfrentarse a cuestiones como la definición del alcance BIM, la estimación de costes de las nuevas tareas, la interoperabilidad con el software de trazado, la obtención de planos y mediciones desde software BIM o el modelado de elementos como galerías auxiliares y conexiones.

En esta ponencia se presentará una metodología, con ejemplos reales, para obtener un modelo BIM de túneles eficiente y con información consistente. De este modo, se mostrarán estrategias para la lectura automática de información de programas de trazado, estrategias para el modelado de estructuras de orden kilométrico, elementos BIM inteligentes de túneles (dovelas, cerchas, boquillas, etc.) y la gestión automatizada de la documentación asociada (planos y mediciones).



Figura 2. Geometría final del túnel, las dovelas han sido colocadas y orientadas mediante los parámetros de giro correspondientes.

## Nueva pasarela entre la calle Llobatona y el sector de Ca n'Alemany en Viladecans

- **Manuel Reventós Rovira**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniería Reventós, SL Administrador.  
[mreventos@ereventos.com](mailto:mreventos@ereventos.com)
- **Jaume Guàrdia Tomàs**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniería Reventós, SL Jefe Departamento de Estructuras.  
[jguardia@ereventos.com](mailto:jguardia@ereventos.com)

### PALABRAS CLAVE:

Pasarela, celosía, *Warren*, acero, urbano, ferrocarril.



Figura 1. Imágenes de la pasarela de Ca n'Alemany.

### RESUMEN

El Ayuntamiento de Viladecans y el Institut Català del Sòl (Incasol), a través de diferentes consorcios están impulsando el sector de Ca n'Alemany, situado entre las vías de ADIF y la C-32, como un nuevo polígono industrial y comercial.

Dentro de las actuaciones realizadas una parte fundamental es la mejorar la conexión de peatones y ciclistas a través de las vías de ferrocarril, que ejercen de frontera entre el núcleo urbano y el nuevo sector. Con este motivo se ha proyectado y construido la Nueva Pasarela de la Llobatona.

El encaje entre las calles existente y el cruce sobre las vías define un trazado serpenteante formado por dos acuerdos circulares. En alzado el trazado tiene dos pendientes del 6% que se encierran en el centro de la estructura mediante un acuerdo

parabólico. La pasarela tiene 132 m de longitud y una plataforma útil de 3,71 m de ancho, está dividida por 5 tramos de 20 + 24 + 36 + 28 + 24 m. La estructura está formada por dos celosías metálicas tipo Warren situadas por encima de la plataforma, estas están ligeramente inclinadas hacia el exterior para enfatizar el recorrido sinuoso.

## Nuevos edificios para la Universidad del Ulster, Belfast

- **Luis Montero Clemente**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SACYR. Jefe de Proyectos.  
[lmonteroc@sacyr.com](mailto:lmonteroc@sacyr.com)
- **Ángel Sánchez De Dios**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SACYR. Jefe de Departamento.  
[asanchezd@sacyr.com](mailto:asanchezd@sacyr.com)
- **Ramón Sánchez Fernández**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SACYR. Director Ingeniería Edificación.  
[rsfernandez@sacyr.com](mailto:rsfernandez@sacyr.com)

### PALABRAS CLAVE:

Construcción estructuras, postesado, vibraciones, estructura híbrida, fast-track, BIM.



Figura 1. Imagen durante la construcción.

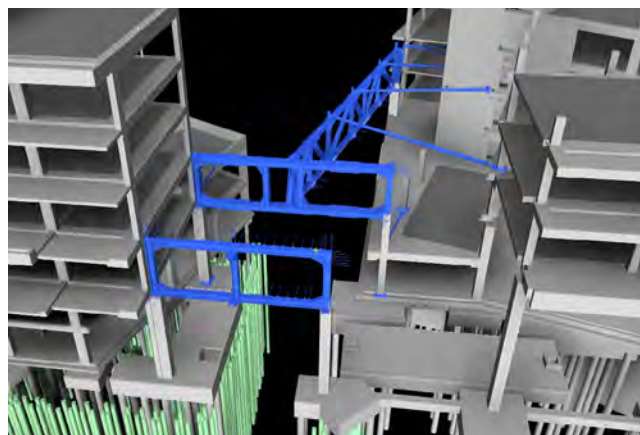


Figura 2. Modelo BIM del proceso constructivo.

### RESUMEN

La obra consiste en la construcción de unos nuevos edificios para la ampliación de la Universidad del Ulster en Irlanda del Norte, en la ciudad de Belfast.

Los nuevos edificios albergarán nuevas zonas de laboratorios para todo tipo de disciplinas científicas, tanto de ingeniería

civil e industrial, como bioquímicas y biomédicas, así como nuevas zonas de aulas, auditorio y zonas de uso polivalente. La combinación de todos estos tipos de usos, y su gran diversidad, despierta la necesidad de un nuevo edificio singular de importante repercusión para la ciudad.

La solución estructural ha requerido la combinación de diferentes tecnologías, como son el uso de estructuras postesadas, o el empleo de estructuras híbridas fruto de la combinación de elementos metálicos de grandes luces integrados en la estructura de hormigón.

El edificio albergará equipos electrónicos de máxima precisión en los laboratorios biológicos. La exigencia en el control de vibraciones en el edificio es máxima, por lo que dichos equipos requieren ser aislados pasivamente respecto de fuentes de vibración directa como el propio tránsito humano. Además, otras fuentes de vibración externa, como puedan ser otro tipo de laboratorios con maquinaria pesada tanto rotativa como de impacto, requieren también ser mitigadas mediante sistemas de aislación activos.

El proyecto tipo *fast-track* contempla el diseño y la construcción simultáneas. Tanto en la ejecución del diseño, como en la ejecución de la obra se ha utilizado metodología BIM.

## Estudio dinámico sobre un seguidor solar fotovoltaico para la determinación de cargas de viento de diseño óptimo

- **José Manuel López Collantes**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Máster en Estructuras. Oritia & Boreas, Ingeniero de proyecto.  
[lopezcollantes@oritaiyboreas.com](mailto:lopezcollantes@oritaiyboreas.com)
- **Christian Mans**  
Dr. Ingeniero Civil, Máster en Ingeniería del Viento. Oritia & Boreas  
[mans@oritaiyboreas.com](mailto:mans@oritaiyboreas.com)
- **José María Terrés Nicolás**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Máster en Ingeniería del Viento. Universidad de Granada / Oritia & Boreas, CEO  
[jterres@ugr.es](mailto:jterres@ugr.es)
- **Orlando Simancas**  
Dr. Ingeniero de Minas. REENERGY, Director General  
[osimancas@reenergy.es](mailto:osimancas@reenergy.es)

### PALABRAS CLAVE:

Seguidor, solar, fotovoltaico, túnel, viento, dinámica, parque, renovables.

### RESUMEN

El incremento de la eficiencia de las células fotovoltaicas está impulsando la inversión en esta tecnología. Adicionalmente, el desarrollo de los sistemas estructurales conduce a un incremento del número de módulos en cada sistema. Esto supone un incremento de la flexibilidad y una reducción de las frecuencias de los modos de vibración, de forma que la acción dinámica del viento tiene una repercusión significativa.

En el presente estudio se aborda el estudio de un seguidor solar fotovoltaico mediante una metodología de cálculo dinámico para determinar las cargas de diseño debidas a la acción del viento. El estudio parte de un análisis modal de

una fila del seguidor, para determinar las frecuencias y modos de vibración, así como las formas modales. Posteriormente, la determinación de la acción se fundamenta en ensayos en túnel de viento de capa límite. Para ello se elabora un modelo de presiones, que permite calcular la distribución temporal de presiones en la superficie de los módulos. Utilizando un modelo numérico de cálculo dinámico se obtiene la respuesta estructural, a partir de la cual se obtiene la carga estática equivalente.

La comparativa entre los valores obtenidos mediante un cálculo estático y dinámico ponen de manifiesto la importancia de considerar el comportamiento dinámico de la estructura. En el artículo posterior se presentan las principales conclusiones del estudio.

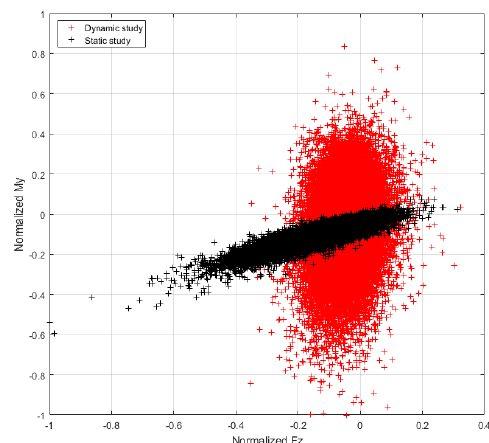


Figura 1. Ensayo del parque fotovoltaico en túnel de viento de capa límite.

## Oficinas Atlas (Bab Ezzouar, Argel)

- **José Soriano Martín**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Equipo.  
[jsm@fhecor.es](mailto:jsm@fhecor.es)
- **Eduardo Romero Rey**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Director Departamento de Edificación.  
[err@fhecor.es](mailto:err@fhecor.es)
- **Julio Sánchez Delgado**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Director Técnico.  
[jsd@fhecor.es](mailto:jsd@fhecor.es)
- **Daniel Bianchi Munuera**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. OGUP Grupo FHECOR. Director General Adjunto.  
[dbianchi@ogup.cl](mailto:dbianchi@ogup.cl)
- **Blanca Palerm Sabater**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Equipo.  
[bps@fhecor.es](mailto:bps@fhecor.es)
- **Luis Javier Murciano Bajo**  
Ingeniero de Edificación. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. BIM Manager.  
[ljmb@fhecor.es](mailto:ljmb@fhecor.es)

### PALABRAS CLAVE:

BIM, edificación en altura, núcleos verticales.



## RESUMEN

El nuevo edificio sede de las oficinas ATLAS se localiza en el centro del nuevo barrio financiero de Bab Ezzouar, Argel, situado a menos de 10 minutos del aeropuerto y 30 minutos del centro de la ciudad.



Figura 1. Modelo de estructuras BIM.



Figura 2. Imagen del edificio.

El edificio, diseñado para 1000 puestos de trabajo, ha sido concebido para ser divisible en numerosos espacios, tanto vertical como horizontalmente. Criterios de eficiencia tanto en la construcción como en la explotación de la estructura han sido fundamentales en su concepción.

Presenta cuatro niveles bajo rasante que ocupan la totalidad de la parcela (60x50m). Sobre rasante está compuesto por un pódium de 4 niveles y un volumen de 48m de altura y dimensiones en planta 40x25m.

La cimentación para el edificio consiste en una losa maciza de espesor variable entre 1.00 m y 2.50 m.

La estructura está compuesta mayoritariamente por pilares de hormigón y vigas descolgadas en dos direcciones sobre las que apoyan losas macizas.

Los núcleos reciben la totalidad de los esfuerzos sísmicos.

Toda la documentación gráfica del proyecto ha sido extraída del modelo de Revit, desde los planos de definición geométrica (plantas, secciones y alzados) hasta los planos de detalle del proceso constructivo, pasando por los planos de carga. Del mis-

mo modo se han obtenido las mediciones de hormigón porme-  
nizadas del modelo de Revit.

Fhecor Ingenieros Consultores ha participado directamente junto con el estudio de arquitectura ATSP en la concepción y diseño de la estructura desde su fase inicial.

## Parametric Study of Long-Term Deflections of Reinforced Recycled Aggregate Concrete Members According to the fib Model Code 2010

- Nikola Tošić  
PhD. University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering. Assistant professor.  
[ntosic@imk.grf.bg.ac.rs](mailto:ntosic@imk.grf.bg.ac.rs)
- Albert De La Fuente  
PhD. Universitat Politècnica de Catalunya. Associate professor.  
[albert.de.la.fuente@upc.edu](mailto:albert.de.la.fuente@upc.edu)
- Snežana Marinković  
PhD. University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering. Full professor.  
[snaska@imk.grf.bg.ac.rs](mailto:snaska@imk.grf.bg.ac.rs)

### KEY WORDS:

Recycled aggregate concrete, reinforced concrete member, serviceability, shrinkage, creep, deflections, Model Code 2010.

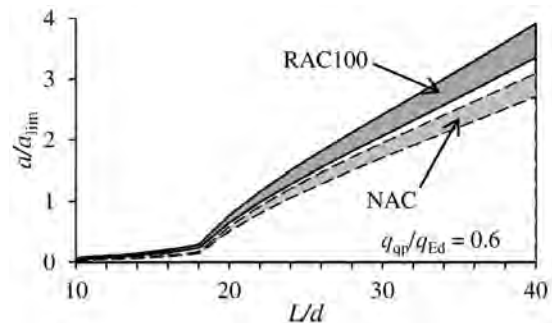


Figure 1. NAC and RAC100 normalized deflections vs.  $L/d$  ratio for upper and lower bound values of shrinkage strain and creep coefficient.

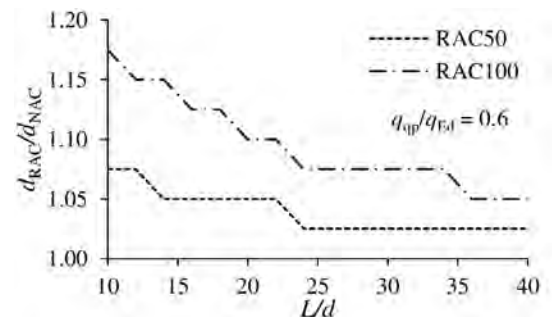


Figure 2. Ratio of RAC-to-NAC effective depth for varying  $L/d$  ratios.

### ABSTRACT

In this study, a parametric analysis of the deflection calculations of reinforced RAC members is presented. Within the parametric analysis, member support conditions, ambient conditions (influencing shrinkage and creep), reinforcement

ratios, and quasi-permanent-to-design load ratios are varied. Through the analysis, the change in deflections is observed against RCA percentage (from NAC to RAC with 100% of coarse RCA) and span-to-effective depth ratio. The results of the analysis enable a clear overview of the variability of the deflections of RAC members relative to NAC.

## Pasarela peatonal y ciclista sobre el paso inferior de Manuel Becerra para la conexión entre la calle Ayala y la calle Marqués de Zafra

- **Hugo Corres Peiretti**  
Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. Consejero Asesor.  
[hcp@fhcor.es](mailto:hcp@fhcor.es)
- **Jorge Presa Matilla**  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Ayuntamiento de Madrid Subdirector General de Obras e Infraestructuras Urbanas.  
[presamj@madrid.es](mailto:presamj@madrid.es)
- **Cristina Sanz Manzanedo**  
Ingeniera de Caminos Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. Directora de Departamento de Obra Civil.  
[csm@fhcor.es](mailto:csm@fhcor.es)
- **Elena Hortigüela Páramo**  
Ingeniera de Caminos Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. Jefa de Proyecto.  
[ehp@fhcor.es](mailto:ehp@fhcor.es)
- **Maria Celia Grandal Vivero**  
Ingeniera de Caminos Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. Ingeniera de Proyecto.  
[mcgv@fhcor.es](mailto:mcgv@fhcor.es)

### PALABRAS CLAVE:

Estructura metálica.

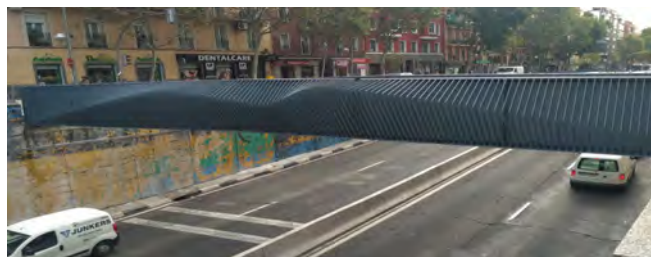


Figura 1. Propuesta elegida

### RESUMEN

Para dotar de continuidad a la calle Ayala con la calle Marqués de Zafra, el Ayuntamiento de Madrid decidió la construcción de una pasarela peatonal sobre el paso inferior de Manuel Becerra.

Se trata de una estructura metálica de un solo vano de 16.60 m de luz y una anchura interior de 6.00 m, que alberga, de manera segregada, tanto tránsito peatonal como ciclista.

La estructura principal se ha planteado con una configuración geoméricamente sencilla, mediante dos vigas armadas con sección doble "T" de alma llena. Debido a la limitación de gálibo que existe sobre el paso inferior se ha planteado disponer el canto de las vigas principales por encima del nivel

de la rasante de la pasarela. El canto total de estas vigas será de 1.70 m, de tal manera que la altura de las mismas desde el interior de la pasarela constituya el elemento de protección requerido para el tránsito ciclista en desniveles.

En el paramento exterior de ambas vigas principales se han diseñado una serie de lamas con función ornamental a la vez que antivandálica. Dichas lamas, de geometría variable a lo largo del desarrollo de las vigas, generan la forma de una M.

La estructura secundaria está formada por una serie de co-reas entre vigas principales conectadas a un forjado de chapa colaborante. Esta conexión permite reducir el descuelgue de la estructura, estrictamente limitado por el gálibo, gracias a la acción mixta de estos elementos.

## Performance-Based Slenderness Limits for Deflections and Reinforcement Stresses Control in RC Beams

- **Antonio Marí Bernat**  
Doctor in Civil Engineering. Universitat Politècnica de Catalunya. Professor.  
[antonio.mari@upc.edu](mailto:antonio.mari@upc.edu)
- **Lluís Torres Llinàs**  
Doctor in Industrial Engineering. Universitat de Girona. Professor.  
[lluis.torres@udg.edu](mailto:lluis.torres@udg.edu)
- **Eva Oller Ibars**  
Doctor in Civil Engineering. Universitat Politècnica de Catalunya. Associate Professor.  
[eva.oller@upc.edu](mailto:eva.oller@upc.edu)
- **Cristina Barris Peña**  
Doctor in Industrial Engineering. Universitat de Girona. Assistant Professor.  
[cristina.barris@udg.edu](mailto:cristina.barris@udg.edu)

### KEY WORDS:

Deflections, limits, slenderness, reinforced concrete, beams, flexure, creep, shrinkage, cracking.

### ABSTRACT

Current flexural design procedures of RC elements, based on ULS, provide enough strength to resist the design loads with a reduced depth. However, the strict cross section dimensions and reinforcement amount computed to satisfy the ULS may be insufficient to avoid excessive deformations that can produce damage in non-structural members, or to ensure the control of cracking to satisfy durability, functionality or aesthetics requirements.

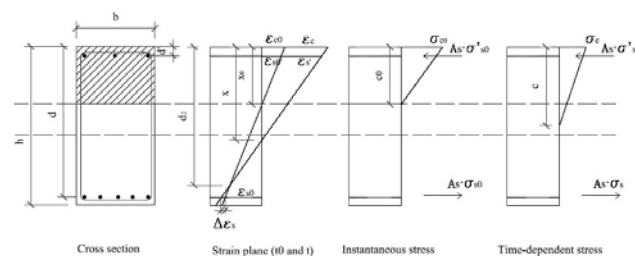


Figure 1. Time-dependent increment of stresses and strains in a RC cracked section.

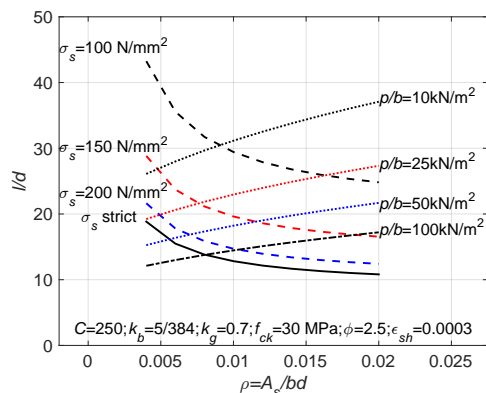


Figure 2. Deformation and stress limitation slenderness ratios. Simply supported beams.

Due to the complexity associated to a rigorous computation of deflections and cracks width in cracked RC members along their service life, an effective way to ensure the satisfaction of the SLS is to limit the slenderness ratio  $l/d$  of the element. In the present study, the slenderness limit concept, previously used for deflection control, is generalized to incorporate the crack width limitations in the framework of structural performance-based design. Equations for slenderness limits incorporating the main parameters influencing the service behaviour of RC members are derived, which are valid for rectangular I or T shaped cross sections and for simply supported or continuous members. Cracking and long-term effects are accounted for through simplified coefficients derived from structural concrete mechanics and experimental observations.

The proposed slenderness limits obtained both for a constant applied load and for a constant reinforcement strain, are compared with those obtained using the EC2 procedure for deflection calculation based on integration of curvatures. Good results have been obtained in terms of low errors and scatter, showing that the proposed slenderness limits are a useful tool for performance-based design of RC structures. The mechanical character of the formulation facilitates its modification to situations different to those used for its derivation, for example different load types, partially pre-stressed beams or FRP reinforced concrete members, among others.

## Planta de desalación de agua de mar por ósmosis inversa en Jebel Ali (Dubai)

- **Mariano Martín Cañueto**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe Estructuras.  
[mariano.martin.canueto@acciona.com](mailto:mariano.martin.canueto@acciona.com)
- **Diego Marín Silvestre**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Ingeniero de proyecto.  
[diego.marin.silvestre@acciona.com](mailto:diego.marin.silvestre@acciona.com)
- **David Solera Piña**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe de Estructuras de edificación.  
[david.solera.pina@acciona.com](mailto:david.solera.pina@acciona.com)
- **Cristian Jesús Sánchez Correa**  
Ingeniero Industrial. Acciona Ingeniería. Ingeniero de proyecto.  
[cjsanchez@acciona.com](mailto:cjsanchez@acciona.com)

- **Diego Romagosa Sánchez-Monge**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe de proyectos Obra Civil y Puentes.  
[diego.romagosa.sanchezmonge@acciona.com](mailto:diego.romagosa.sanchezmonge@acciona.com)
- **Nanda Megías Casado**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Ingeniero de proyecto.  
[nanda.megias.casado@acciona.com](mailto:nanda.megias.casado@acciona.com)
- **David Alonso Guinea**  
Arquitecto Técnico. Acciona Ingeniería. Ingeniero de proyecto.  
[david.alonso.guinea@acciona.com](mailto:david.alonso.guinea@acciona.com)

### PALABRAS CLAVE:

Desalación, ósmosis inversa, agua, hormigón armado, edificio prefabricado, losa pilotada.

### RESUMEN

La Autoridad de Electricidad y Agua de la ciudad de Dubai (DEWA por sus siglas en inglés) decidió incrementar su capacidad de suministro de agua potable a través de la construcción de una nueva planta de desalinización, cuyo diseño fue desarrollado por Acciona Ingeniería.

El contrato se enmarca dentro del Plan de Estrategia de Energía Limpia de Dubai 2050, cuyo objetivo es situar a la ciudad de Dubai líder en el ranking mundial de ciudades con menor huella de carbono.

La planta de desalinización se ubica dentro del actual Complejo de Estaciones Desalinizadoras y Energía de Jebel Ali (JAPS) ubicado al suroeste de la ciudad de Dubai frente a la costa del Mar Árabe.

Los edificios que conforman este tipo de plantas se caracterizan por ser edificios de grandes dimensiones, lo que añadido a una gran variedad de condicionantes de diseño supuso un importante reto estructural. Condicionantes locales tales como las elevadas acciones sísmicas o temperaturas locales, y condicionantes particulares del proyecto como los bajos límites de asientos admisibles o la premisa de evitar juntas de expansión tanto en cimentaciones como en edificios que contengan agua, entre otros. Estos condicionantes y sus implicaciones estructurales quedan expuestos en el artículo, además de un resumen de las estructuras de los principales edificios que conforman la planta.

Para finalizar se incluye un resumen del diseño de las estructuras sometidas a cargas dinámicas transmitidas por equipos habituales en este tipo de plantas, así como un resumen del diseño estructural frente a cargas de explosión, cuya tarea suele ser típica en el diseño de este tipo de instalaciones, pero poco común en el resto de la práctica estructural.

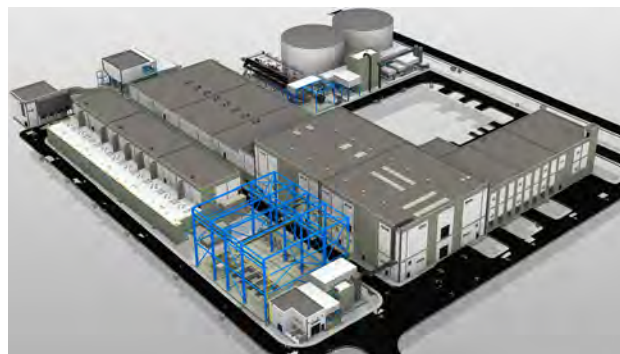


Figura 1. Imagen del modelo 3D de la planta.

## Poso Avenue Underpass y SR-46 Underpass.

### California High-Speed Train Project. Sierra "S" Subdivision. Fresno to Bakersfield / CP4

- **Jesús José Corbal Álvarez**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos en TEMHA S.L. y Professional Engineer (Texas/California).  
[corbal@temha.com](mailto:corbal@temha.com)
- **Antonio González Meijide**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos en TEMHA S.L. Profesor Asociado UDC.  
[mejide@temha.com](mailto:mejide@temha.com)
- **Arturo Antón Casado**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos en TEMHA S.L. Profesor Asociado UDC.  
[anton@temha.com](mailto:anton@temha.com)
- **Alberto Esteban Castrillejo**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos en TEMHA S.L.  
[esteban@temha.com](mailto:esteban@temha.com)
- **Lorena Franqueira Losada**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos en TEMHA S.L.  
[franqueira@temha.com](mailto:franqueira@temha.com)
- **Adrián Pérez Carballo**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos en TEMHA S.L.  
[aperez@temha.com](mailto:aperez@temha.com)

#### PALABRAS CLAVE:

California High-Speed Rail, soterramiento, pantalla de pilotes, hormigón pretensado, acero, Wasco.

#### RESUMEN

El proyecto de ejecución de la línea de tren de alta velocidad de California (CHSR) pretende conectar las ciudades de San Francisco y Los Ángeles en menos de tres horas, a velocidades superiores las 220 mph (350 km/h). Esta línea forma parte del primer programa de tren de alta velocidad en EEUU.

Dentro del CP4 (*Construction Package 4*), correspondiente al tramo entre Fresno y Bakersfield, el tren atraviesa la ciudad de Wasco, donde se ejecutan dos estructuras que permitirán el soterramiento de la avenida de Poso y de la carretera SR46 bajo la nueva línea de alta velocidad y bajo una línea de ferrocarril convencional existente (correspondiente al tren BNSF).

En ambas estructuras, el soterramiento de la calzada se ejecuta al amparo de pantallas de pilotes de hormigón armado situadas en ambas márgenes de la calzada. En el caso de Poso Avenue, en las zonas donde las pantallas presentan una mayor altura, éstas se arriostran entre sí por medio de los tableros de las estructuras o a través de puntales de hormigón armado. Este arriostramiento no es posible en el caso de la SR46 debido a la mayor separación entre las pantallas.

En coronación de las pantallas de Poso Avenue se diseñan 3 tableros isostáticos de 67 pies (20.42 m) de luz, que permiten el cruce de la nueva línea alta Velocidad ferroviaria y la reposición de la línea de ferrocarril de BNSF y de la calle J-Street sobre la nueva rasante soterrada de la avenida de Poso. Las características de estos tres tableros se describen a continuación:

- Tablero de HSR: losa de hormigón pretensado de 43 pies (13.11 m) de anchura para el paso del tren de alta velocidad.

- BNSF: Tablero de 100 pies (30.48 m) de ancho compuesto por vigas de acero de sección doble T para el paso del ferrocarril convencional.
- J-Street: losa de hormigón pretensado de 61 pies (18.59 m) de anchura.

Por otra parte, en la SR-46 se diseñan dos estructuras de dos vanos de 60'-8" (18.49 m) con pila intermedia en la mediana de la SR-46, para permitir el cruce de la nueva línea alta Velocidad ferroviaria y la reposición de la línea de ferrocarril de BNSF sobre la SR-46:

- HSR: Tablero hiperestático constituido por 6 vigas prefabricadas pretensadas para el paso del tren de alta velocidad con continuidad sobre pilas.
- BNSF: Tablero de 100 pies (30.48 m) de ancho compuesto por dos vanos isostáticos de vigas de acero para ferrocarril convencional.

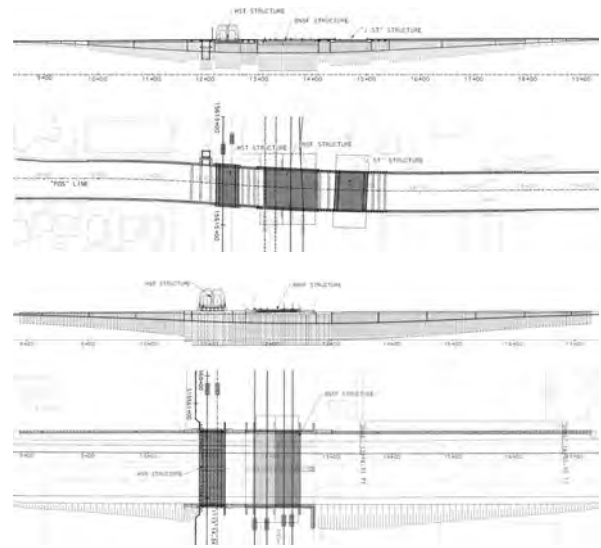


Figura 1. State Route 46 Underpass.

## Programa experimental para el estudio del cortante en vigas continuas de hormigón armado con armadura de cortante tras el desarrollo de rotaciones

- **Andrea Monserrat López**  
Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València. Estudiante de doctorado.  
[anmonlo6@upv.es](mailto:anmonlo6@upv.es)
- **Pedro Fco. Miguel Sosa**  
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València. Catedrático.  
[pmiguel@cst.upv.es](mailto:pmiguel@cst.upv.es)
- **José Luis Bonet Senach**  
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València. Catedrático.  
[jlbonet@cst.upv.es](mailto:jlbonet@cst.upv.es)

#### PALABRAS CLAVE:

Programa experimental, ensayo de cortante, resistencia a cortante, viga continua, hormigón armado, rótula plástica, rotación, fotogrametría, componentes resistentes del cortante .

**RESUMEN**

Se presenta un estudio experimental de vigas de hormigón armado con armadura de cortante sometidas a rotura a cortante mediante un innovador sistema de ensayos. Este sistema permite reproducir las condiciones de rotura de una viga continua y, de esta forma, alcanzar roturas a cortante tras una redistribución de esfuerzos de flexión en las vigas y con una rotación plástica impuesta que asegura importantes deformaciones plásticas en el armado de flexión. El programa experimental consta de un total de 30 ensayos de cortante realizados en 15 vigas (dos ensayos por cada viga) de sección rectangular.

El objetivo principal de este estudio es analizar la influencia que tiene la rotación desarrollada en las rótulas plásticas en la resistencia a cortante de las vigas de hormigón armado con armadura de cortante. La reducción de la resistencia a cortante tras una redistribución plástica de esfuerzos de flexión ya ha sido demostrada por otros autores, pero únicamente en el caso de vigas de hormigón armado sin armadura de cortante. Mediante la fotogrametría (*Digital Image Correlation, DIC*) puede obtenerse de forma continua la rotación de flexión y la rotación total de la viga durante todo el ensayo.

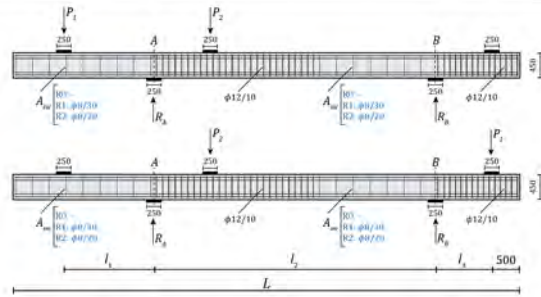


Figura 1. Detalle de la geometría y la armadura transversal: (a) ensayo de voladizo (CE); (b) ensayo de vano (SE). (Cotas en mm).

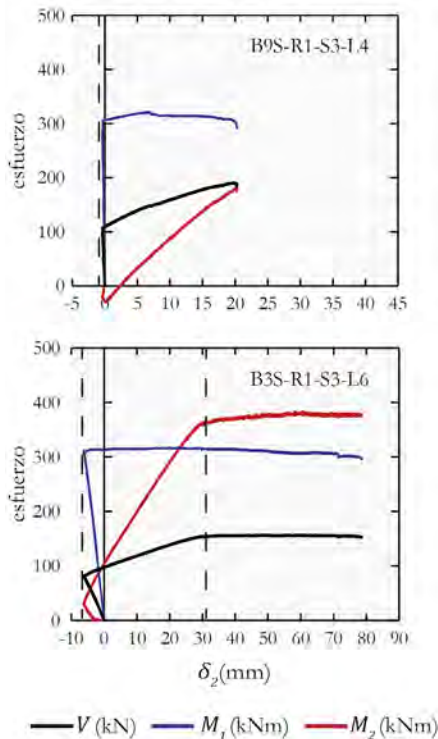


Figura 2. Evolución de esfuerzos versus flecha de la viga en la sección de aplicación de la carga  $PP_{22}$  para los ensayos B9S-R1-S3-L4 y B3S-R1-S3-L6.

Además, el empleo de la fotogrametría permite un seguimiento continuo de la evolución de la fisuración durante el desarrollo de los ensayos, así como un análisis posterior detallado de la cinemática de la fisura crítica de cortante. El análisis de la cinemática de la fisura es fundamental para estudiar el proceso de agotamiento a cortante de las vigas. Además, mediante la aplicación de los correspondientes modelos teóricos se obtienen las distintas componentes resistentes del cortante, correspondientes al acero (estribos) y al hormigón (engranamiento de áridos, efecto pasador de la armadura longitudinal o tensiones transmitidas a lo largo del cordón comprimido del hormigón).

## Diseño y construcción de un búnker de Protonterapia en hormigón armado en Madrid

- **Beatriz Suárez Pardo**  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. IDOM Consulting, Engineering, Architecture. Ingeniero de Proyectos. [bsuarezp@idom.com](mailto:bsuarezp@idom.com)
- **Jorge De Prado Romero**  
Ingeniero Técnico Industrial. IDOM Consulting, Engineering, Architecture. Ingeniero de Proyectos. [jdeprado@idom.com](mailto:jdeprado@idom.com)
- **Romina González Hierro**  
Ingeniero industrial. IDOM Consulting, Engineering, Architecture. Ingeniero proyectos. [romina.gonzalez@idom.com](mailto:romina.gonzalez@idom.com)
- **Carlos Castañón Jiménez**  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. IDOM Consulting, Engineering, Architecture. Director de estructuras. [ccastanon@idom.com](mailto:ccastanon@idom.com)

**PALABRAS CLAVE:**

Bunker, retracción, monitorización temperatura.



Figura 1. Vista 3D renderizada del proyecto.

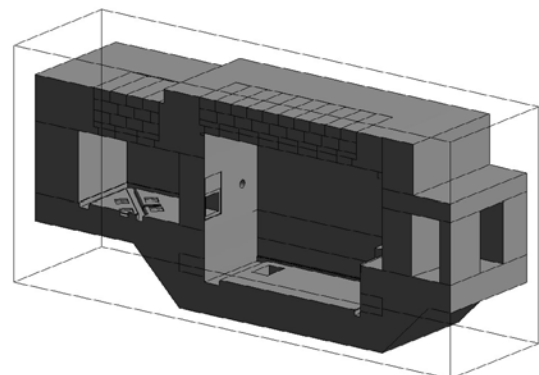


Figura 2. Corte longitudinal del modelo Revit 3D búnker.

## RESUMEN

En este artículo se explica el sistema estructural diseñado para el centro ambulatorio de Tratamientos Oncológicos de Quirón Salud situado en Pozuelo de Alarcón, Madrid. El proyecto de ejecución se desarrolló durante el año 2017 y la obra se llevó a cabo a lo largo del 2018.

Este nuevo edificio destinado a usos médicos se compone de dos zonas estructuralmente independientes.

Por una parte, consta de un búnker para tratamientos Oncológicos formado por muros y losas de hormigón de grandes espesores que lo convierten en un volumen totalmente rígido y cerrado y, por otra parte, un edificio de consultas, que responde a una estructura regular formada por alineaciones de pilares y losas macizas de hormigón.

El diseño del búnker se realizó acorde a las exigentes prescripciones del operador nuclear. Los grandes espesores necesarios de losas (hasta 2.5 m) y de muros (hasta 2.8 m) fueron definidos para garantizar los requisitos de sellado nucleares.

Se realizó un estudio detallado de la retracción que se produciría a lo largo del tiempo en estos elementos de gran espesor, calculando la apertura de fisura producida tanto a corto plazo como a largo plazo. Durante el hormigonado de dichos muros se monitorizó la temperatura alcanzada durante el fraguado del hormigón para confirmar y poder comparar las hipótesis de cálculo consideradas para el cálculo de retracción a corto plazo.

## Proyecto y obra de la ampliación de la estación de Gran Vía del metro de Madrid

- **Ignacio Rueda Sastre**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. LRA Infrastructures Consulting.  
Jefe de Departamento de Estructuras.  
[nachorueda@lraingenieria.es](mailto:nachorueda@lraingenieria.es)
- **Tomás Ripa Alonso**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. LRA Infrastructures Consulting. Socio Director.  
[tomasripa@lraingenieria.es](mailto:tomasripa@lraingenieria.es)

### PALABRAS CLAVE:

Estación, subterráneo, galerías, micropilotes, Madrid, Metro, Gran Vía.

## RESUMEN

La estación de Metro de Gran Vía fue inaugurada en 1919, junto con la primera línea del suburbano; actuaciones posteriores han permitido la interconexión entre las líneas 1 y 5 y dotar a la estación de un nuevo vestíbulo y andenes de mayor longitud. La ampliación llevada a cabo pretende conectar el suburbano con la red de ferrocarriles regionales, mejorar la accesibilidad y ampliar el vestíbulo actual.

La obra de ampliación es la actuación de mayor envergadura acometida actualmente en la red del suburbano. El nuevo vestíbulo ocupa una superficie de unos 300 m<sup>2</sup>, encajados entre las galerías existentes de los cañones de acceso y andenes de las líneas 1 y 5. El recinto está constituido por una pantalla de micropilotes con muro forro, que sirve de contención durante la excavación, de más de 20 metros de profundidad. La ejecu-

ción seguirá un proceso descendente-ascendente, ejecutando en la primera fase 5 bandejas de rigidización perimetrales que se completarán con la ejecución completa de los diferentes niveles de forjado en la fase ascendente.

La conexión del nuevo vestíbulo con los andenes se llevará a cabo a través de las galerías actuales, también existirá una conexión entre el nuevo pozo y el vestíbulo actual. La estación de Cercanías de Sol, que se sitúa bajo la calle de Montera, contará con un nuevo acceso desde la zona norte del andén que conectará con el nuevo vestíbulo a través de una galería ejecutada por el *Método Belga*.

El proyecto y la obra, además, adquieren una mayor complejidad al encontrarse enmarcados en el centro histórico de una gran ciudad. La gran cantidad de galerías de servicios, restos de antiguas edificaciones y el vestíbulo original de 1919, diseñado por el arquitecto Antonio Palacios y actualmente en desuso, son algunas de las trabas que deben solventarse convenientemente.



Figura 1. Proceso de excavación y demolición del vestíbulo de 1919.

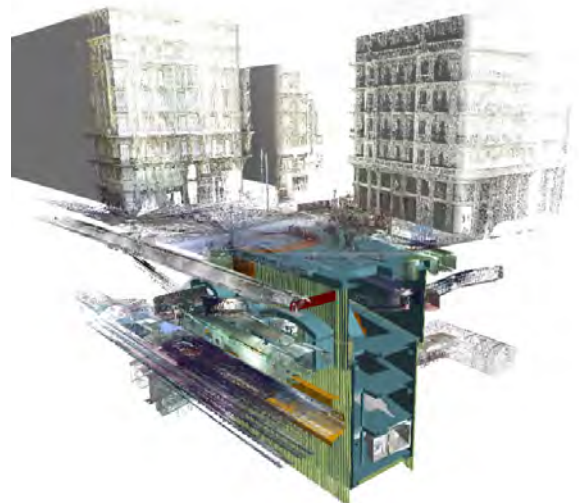


Figura 2. Modelo BIM de la actuación.

## Puertas de Jeddah. Arabia Saudí

- **Guillermo Ferrer Gutiérrez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SILGA SL  
[g.ferrer@silga.es](mailto:g.ferrer@silga.es)
- **Jose Emilio Planelles Fernández**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SILGA SL  
[jeplanelles@silga.es](mailto:jeplanelles@silga.es)
- **Domingo Lorenzo Esperante**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SILGA SL  
[d.lorenzo@silga.es](mailto:d.lorenzo@silga.es)
- **Jose Antonio Crespo Martínez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SILGA SL  
[j.a.crespo@silga.es](mailto:j.a.crespo@silga.es)

### PALABRAS CLAVE:

Puerta, acero, monumento, Arabia.

### RESUMEN

La ciudad de Jeddah, en Arabia Saudí, es uno de los motores económicos del país gracias a su puerto y especialmente gracias a que es el punto de entrada de peregrinos hacia las ciudades santas de Medina y La Meca. Dentro de los planes del ayuntamiento para la mejora del atractivo de la ciudad se planteó la realización de unas estructuras a modo de puerta de entrada desde las citadas ciudades santas.



Figura 1. Puertas de entrada a Jeddah. Renderizado.

Habiendo sido adjudicatarios dentro un concurso público, los autores desarrollaron el diseño conceptual y de detalle de esas puertas. La situada sobre la autopista a La Meca consiste en una estructura de hormigón y acero de 80 m de altura, en forma de triple espiral. La puerta ubicada en la autopista a Medina se diseñó como un gran arco de acero de 60 m de altura. En ambos casos el tráfico circula por debajo de estos elementos estructurales, muy visibles a distancia, y que marcan los límites de la ciudad en sus dos arterias principales de entrada y salida.

En esta ponencia se describen los aspectos principales del diseño arquitectónico, incluyendo las diversas alternativas barajadas, así como el proceso de diseño y análisis estructural.



Figura 1. Puerta de entrada a Jeddah en dirección a La Meca. Renderizado.

## Rajagiriya Flyover. Sri Lanka

- **Guillermo Ayuso Calle**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[gayuso@cfcsl.com](mailto:gayuso@cfcsl.com)
- **Lucía Fernández Muñoz**  
Ingeniera de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[luciafm@cfcsl.com](mailto:luciafm@cfcsl.com)
- **Alberto Muñoz-Tarilonte**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[atarilonte@cfcsl.com](mailto:atarilonte@cfcsl.com)
- **Raul González Aguilar**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[rgonzalez@cfcsl.com](mailto:rgonzalez@cfcsl.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente mixto, unión atornillada, puente urbano.

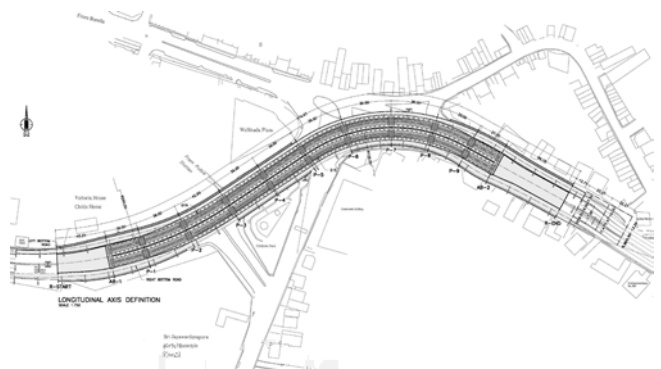


Figura 1. Planta general de los viaductos.

### RESUMEN

El viaducto de Rajagiriya se encuentra en el centro de Colombo, Sri Lanka. Está formado por dos estructuras paralelas de 367 m de longitud, compuesta cada una por 10 vanos de luces comprendidas entre 27 y 42 m. Cada puente tiene un ancho de 10,40 m, que comprende 2 carriles de circulación, siendo cada puente la calzada de cada sentido.

La distribución de luces de cada puente es:

Plataforma norte: 29.43+38.26+41.25+39.00+39.00+40.51+40.68+37.55+34.24+27.00 m  
Plataforma sur: 30.57+39.74+42.73+39.00+39.00+37.49+37.32+34.45+31.76+27.00

El trazado en planta es complejo, ya que tiene que adaptarse a las calles existentes, teniendo curvas y contracurvas.

El cajón está formado por una estructura mixta, con estructura metálica y losa de hormigón. La estructura metálica está formada por dos vigas principales en doble T, unidas por una triangulación exterior e interior de tubos. El canto de la sección es de 2,5 m.

El proceso de construcción definió en gran medida la configuración del puente. Se realizó vano a vano uniendo los diferentes elementos mediante uniones atornilladas.



Figura 2. Vista inferior del puente terminado.

## Refined Conceptual Models for Global Analysis of Supertall Concrete Buildings

- **Rabee Kafina**  
MSc CEng MStructE MIAust CPEng. Xavier Knight Consulting Engineers. Senior Structural Engineer.  
[rkafina@hotmail.com](mailto:rkafina@hotmail.com)
- **Juan Sagaseta Albajar**  
PhD DIC CEng MICE Eur Ing. University of Surrey. Senior Lecturer in Structural Engineering.  
[j.sagaseta@surrey.ac.uk](mailto:j.sagaseta@surrey.ac.uk)

### KEY WORDS:

Design and calculation of supertall buildings, core-supported-with-outrigger system, lateral bracing, reinforced concrete outriggers.

### ABSTRACT

A significant increase in the demand of tall or supertall concrete buildings (up to and beyond 300 m height respectively) has taken place over the last two decades for commercial and residential purposes in highly urbanized areas. The design of such structures is generally governed by lateral loading leading to the implementation of complex bracing systems. The global analysis is generally carried out in practice by means of 3D

computational models which need to be verified although this task is not straightforward. Classical conceptual analytical models developed in the 1980s are sometimes used for verification purposes or to obtain preliminary results in design although they cannot be used for all bracing systems and they often give rather conservative predictions of the deflections. In this paper the refined model proposed by the authors for lateral analysis is applied to different case studies showing reasonable predictions of deflections and moments for the core-supported-with-outrigger system. A novel simplified formula is proposed based on the conceptual model to solve gravity induced differential settlement between the core and the outrigger. This work shows that the use of simple conceptual models are still useful in practice towards (a) the conceptual design of structural schemes (i.e. type of outrigger-bracing, optimal location of outriggers) and (b) verification of results from complex computational models.

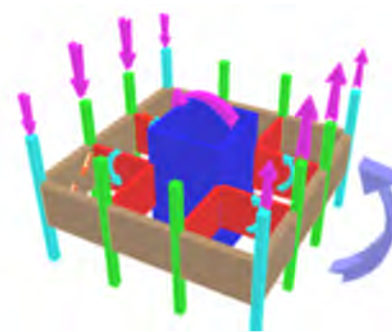


Figure 1. Load transfer in core-outrigger systems [5].

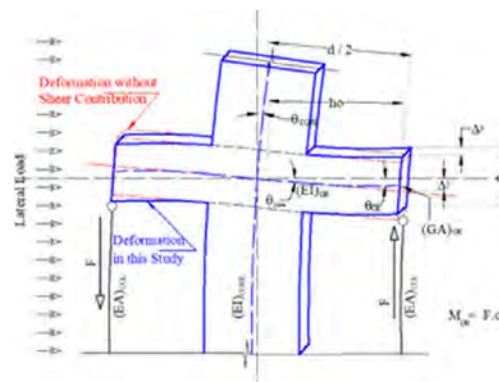


Figure 2. Refined conceptual model accounting for the outrigger's reverse rotation [4].

## Resistencia a punzonamiento de losas de hormigón armado sometidas a tracciones en su plano

- **Pablo Gonzalo Fernández Sánchez**  
Ingeniero de Caminos. Universitat Politècnica de Catalunya. Doctorando.  
[pablo.gonzalo.fernandez@upc.edu](mailto:pablo.gonzalo.fernandez@upc.edu)
- **Antonio Mari Bernat**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Universitat Politècnica de Catalunya. Catedrático.  
[antonio.mari@upc.edu](mailto:antonio.mari@upc.edu)
- **Eva Oller Ibars**  
Dr. Ingeniera de Caminos. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesora Agregada.  
[eva.oller@upc.edu](mailto:eva.oller@upc.edu)



- **Noemí Duarte Gómez**  
ITOP. Master en Ingeniería Estructural. Universitat Politècnica de Catalunya.  
Investigadora UPC. Doctoranda.  
[noemi.duarte@upc.edu](mailto:noemi.duarte@upc.edu)

## PALABRAS CLAVE

Punzonamiento, cortante, resistencia, tracción, ensayos, modelo mecánico, modelo numérico, hormigón armado.

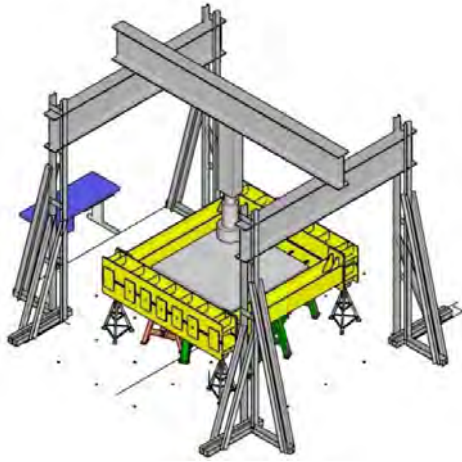


Figura 1. Montaje global (set-up) del ensayo de punzonamiento.



Figura 2. Sistema de apoyos sobre células de carga.

## RESUMEN

En algunas ocasiones, las losas pueden estar sometidas, además de a cargas perpendiculares a su plano, a esfuerzos de tracción en su propio plano, como ocurre en tableros de puentes continuos en la zona de momentos negativos o bien en forjados de edificación apoyados en soportes aislados que, además, ejercen la función de diafragma frente a acciones horizontales tales como empujes de tierras. Pese a los numerosos estudios realizados sobre punzonamiento, no existe prácticamente ninguna investigación sobre la influencia de las tracciones en la resistencia a punzonamiento, por lo que en la UPC se ha realizado un estudio teórico y experimental orientado a cuantificar este efecto. Se han ensayado 10 losas de 1.65 x 1.65 x 0.12 metros, con dos cuantías diferentes de armadura, apoyadas puntualmente en los vértices de un octógono regular. Se utilizaron barras de postensado embebidas en las losas para introducir las tracciones, en diferentes grados, mediante gatos hidráulicos. Una vez alcanzado el nivel de tracción deseada, se aplicó una carga vertical en su parte central hasta la rotura por punzonamiento.

El ensayo se simuló numéricamente, mediante el programa ABAQUS, para estimar la carga última. Así mismo, se extendió el modelo mecánico de resistencia a punzonamiento “*Compression Chord Capacity Model*”, (CCCM) para incorporar el efecto de tracciones en una dirección. Los resultados experimentales obtenidos muestran que la carga última disminuye linealmente con la tracción aplicada, si bien, a partir de cierta tracción, correspondiente a la plastificación de la armadura de flexión longitudinal, esta reducción es mayor. El modelo de ABAQUS ha reproducido fidedignamente la fisuración, la respuesta carga- desplazamiento, el modo de rotura y la carga última. Por otra parte, el modelo simplificado CCCM ha proporcionado también resultados muy próximos a los experimentales, mostrando su adecuación para diseño y evaluación de placas sometidas a punzonamiento y tracciones en su plano.

## *Simplified Tests to Study the Size Effect of the Compression Chord in Beams Under Shear Forces. Application of DIC Methodology*

- **Eva Oller Ibars**  
Ph.D in Civil Engineering. Universitat Politècnica de Catalunya. Assistant Professor.  
[eva.oller@upc.edu](mailto:eva.oller@upc.edu)
- **Cristina Barris Peña**  
Ph.D. in Industrial Engineering. Universitat de Girona. Assistant Professor.  
[cristina.barris@udg.edu](mailto:cristina.barris@udg.edu)
- **Antonio Marí Bernat**  
Ph.D in Civil Engineering. Universitat Politècnica de Catalunya. Professor.  
[antonio.mari@upc.edu](mailto:antonio.mari@upc.edu)
- **Lluís Torres Llinàs**  
Ph.D in Industrial Engineering. Universitat de Girona. Professor.  
[lluis.torres@udg.edu](mailto:lluis.torres@udg.edu)
- **Andrés Santander**  
M.Sc. in Structural and Construction Engineering. BIS Structures. Structural Engineer  
[asantander.edificacion@gmail.com](mailto:asantander.edificacion@gmail.com)

## KEY WORDS:

Size effect, shear, compression chord, digital image correlation.

## ABSTRACT

As experimentally observed, the shear strength of reinforced concrete (RC) elements depends on the size of the specimen. Therefore, the mean value of the shear stresses along the section decreases with the section depth. According to some of the existing models to evaluate the shear strength of RC beams without transverse reinforcement, the main contribution of the concrete to the shear strength is due to the stresses developed along the compression chord. It has been observed that failure occurs when the critical shear crack develops inside the compression chord. According to Zararis and Papadakis (2001), the compression chord, between the load application point and the end of the critical shear crack, behaves under a force system which is similar to that introduced in a splitting test. To evaluate how the size effect affects the stresses developed along the compression chord, a simplified experimental program was developed on 50 prismatic specimens subjected to a splitting test. The studied

parameters were: dimensions  $a \times b \times h$  ( $a = b$ ), slenderness  $h/b$ , concrete compressive strength  $f_c$ , and maximum aggregate size.

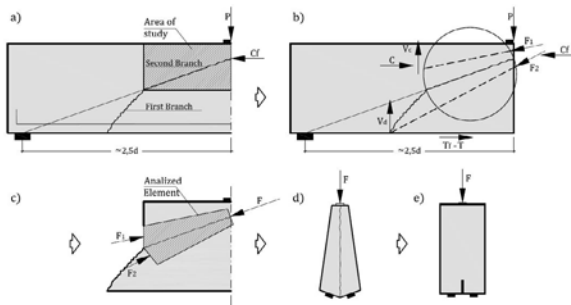


Figure 1. Modified indirect tensile test.



Figure 2. Test set-up.

To capture the post-peak behavior of the concrete, the load was introduced as a function of the crack width, through appropriate control algorithms. Digital Image Correlation (DIC) in a 2D configuration has also been used to accurately capture the formation, width and propagation of cracks to corroborate measurements obtained by conventional sensors in 5 out of the 50 tests. For each test, the applied load ( $P$ ) - crack width ( $w$ ) relationship has been obtained. The experimental results have shown the reduction of the adimensional stress according to the size  $h_0$  of the specimen.

## Sustitución de los apoyos de las pilas intermedias del puente atirantado de Sancho el Mayor y refuerzo de las mismas

- **Leonardo Fernández Troyano**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[cfcs@cfcs.com](mailto:cfcs@cfcs.com)
- **Lucía Fernández Muñoz**  
Ingeniera de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[luciafm@cfcs.com](mailto:luciafm@cfcs.com)

- **Guillermo Ayuso Calle**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[gayuso@cfcs.com](mailto:gayuso@cfcs.com)
- **Alberto Muñoz-Tarilonte**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[atarilonte@cfcs.com](mailto:atarilonte@cfcs.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente atirantado, apoyos, hormigón.

### RESUMEN

El puente de Sancho el Mayor es un puente atirantado de 146 m de luz con una sola torre situada en la margen derecha del río Ebro. El vano principal del puente salva el río en aguas normales y se prolonga con dos vanos más, de 32.0+25.6 m, para salvar el cauce principal en época de avenidas, terminándose esta zona del puente sobre una defensa artificial en la margen izquierda, que posteriormente fue suprimida. El puente se prolonga mediante un acceso de tramos de vigas de 21 m para salvar la zona inundable al otro lado de la defensa. Las características principales se muestran en la figura 1 y 2, que son los planos generales del proyecto original.

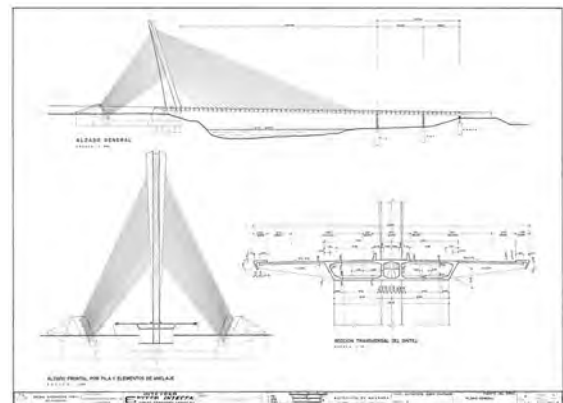


Figura 1. Plano general del puente Sancho el Mayor.



Figura 2. Apeos provisionales.

El atirantamiento del puente es central, con dos cables paralelos por sección. La anchura del tablero es de 28 m, y está formado por un cajón tricelular.

Tras una inspección del puente se observó que los apoyos pot sobre las pilas intermedias del puente atirantado se encontraban en malas condiciones y era necesario sustituirlos. Se realizó el proyecto de la sustitución de los apoyos y posteriormente se procedió a su ejecución.

El mal funcionamiento de estos apoyos ha supuesto un arrastre de la pila en cabeza, lo que ha producido una fisuración en la base de las mismas. Tras la sustitución de los apoyos se decidió que era recomendable el reforzamiento de las pilas y se procedió a la redacción del proyecto y a la realización de la obra.

## **Torre Mohamed VI en Rabat (Marruecos). Cimentación singular mediante pantallas de gran profundidad**

- **Alejandro Bernabeu Larena**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Bernabeu Ingenieros.  
[abl@bernabeu.net](mailto:abl@bernabeu.net)
- **Javier Gómez Mateo**  
Arquitecto, Máster en Estructuras. Bernabeu Ingenieros.  
[jgm@bernabeu.net](mailto:jgm@bernabeu.net)
- **Isabel Sáez Alonso**  
Arquitecta, Máster en Estructuras. Bernabeu Ingenieros.  
[isa@bernabeu.net](mailto:isa@bernabeu.net)
- **Ángel Arcones Torrejón**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniería del Suelo S.A.  
[aat@ingesuelo.com](mailto:aat@ingesuelo.com)

### **PALABRAS CLAVE:**

Edificio de gran altura, licuefacción, ensayos de Osterberg, cimentación profunda y superficial, capacidad portante baja, sismo y viento.

### **RESUMEN**

La Torre Mohamed VI en Rabat está proyectada por el arquitecto Rafael de La-Hoz, y el arquitecto local Hakim Benjeloun. Tiene uso mixto residencial, oficinas y hotelero, alcanzando una altura máxima de 250 m. El proyecto se encuentra en ejecución estableciendo un caso de cimentación singular debido a los condicionantes de la tipología estructural (edificio de gran altura) combinados con la ubicación (zona sísmica) y las características del suelo (muy baja capacidad portante).

La edificación se divide en dos bloques principales, una torre de 250 m con planta en forma de huso variable en altura y núcleo excéntrico, y un zócalo de 200x120 m, ambos sobre un único nivel de sótano enterrado común.

La estratigrafía del suelo requiere el planteamiento de cimentaciones profundas para ambos bloques debiendo considerar desde un primer momento las diferencias de cargas entre ambos. Hasta una profundidad de unos 60m se alternan estratos arenosos de baja capacidad portante debiendo tener en cuenta además el riesgo de licuefacción de los primeros 25m de estratos al tener suelos arenosos saturados bajo los efectos dinámicos de origen sísmico.

Se plantea por lo tanto una cimentación mediante unos 100 módulos de pantalla (*barrettes*) de 120x270 cm y unos 60 m de profundidad media, en el caso de la torre, y mediante grupos de pilotes circulares de 60 cm de diámetro y 25 m de profundidad en el caso del zócalo. Además de la campaña geotécnica se han realizado ensayos de los módulos de pantalla mediante célula de carga de Osterberg, a fin de confirmar la capacidad portante del terreno. Por otra parte, se considera una solución de

mejora del terreno mediante columnas de grava que controlen el riesgo de licuefacción de los estratos indicados. Los módulos de pantalla y los pilotes se unifican por una losa común de canto variable, de 400 cm en el caso de la zona de la torre y en el entorno de los 40cm sobre encepados en el caso del zócalo.



Figura 1. Vista general de la Torre.

Se presenta por otra parte los condicionantes de ejecución y control en obra que han surgido en el proceso de construcción dada la fase avanzada de ejecución de la cimentación.



Figura 2. Ejecución de las pantallas del bloque de la torre.

## **Integración BIM de los procesos desarrollados por CEMOSA para la caracterización geotécnica y el control de calidad en la construcción**

- **Miguel Troyano Moreno**  
Ingeniero Industrial. Universidad de Málaga. Profesor de Escuela Universitaria  
[mtroyano@uma.es](mailto:mtroyano@uma.es)
- **Noemi Jiménez Redondo**  
Dr. Ingeniera Industrial. CEMOSA. Directora de I+D+i.  
[noemi.jimenez@cemosa.es](mailto:noemi.jimenez@cemosa.es)
- **Gloria Calleja Rodríguez**  
Dr. Ingeniera Industrial. CEMOSA. Departamento de I+D+i.  
[gloria.calleja@cemosa.es](mailto:gloria.calleja@cemosa.es)
- **Eusebio Hernández Villalobos**  
Ingeniero Técnico en Informática de Sistema. CEMOSA. Responsable de Desarrollo.  
[eusebio.hernandez@cemosa.es](mailto:eusebio.hernandez@cemosa.es)

- **Lorenzo Sevilla Hurtado**  
Dr. Ingeniero Industrial. Universidad de Málaga. Profesor de Universidad.  
[lsevilla@uma.es](mailto:lsevilla@uma.es)

**PALABRAS CLAVE:**

BIM, IFC, Control de Calidad, Control de Proyecto, Geotecnia.

**RESUMEN**

La metodología BIM implica una nueva forma de trabajo, integrado y colaborativo, que intenta abarcar todas las etapas del ciclo de vida de una construcción y a todos los intervinientes en dicho proceso, que intercambian información para obtener un modelo digital de la construcción que va adquiriendo mayor nivel de definición a lo largo de su ciclo de vida, de tal forma que, en fase de proyecto, el modelo (proyectado) represente de forma virtual la construcción a ejecutar. Durante la fase de construcción se actualiza e incluye nueva información para que el modelo (ejecutado) represente de forma virtual la construcción realmente ejecutada y sirva de partida para la gestión de esta construcción durante su período de uso.

En objeto de esta comunicación es la de describir los trabajos de I+D+i realizados en CEMOSA para integrar dentro de un flujo de trabajo BIM los procesos para la caracterización geotécnica del emplazamiento de la construcción y el control de calidad (proyecto, ejecución y materiales) que realiza CEMOSA en su actuación como ECC y LCC.

La inclusión de la caracterización geotécnica en los modelos BIM permitirá una mejor coordinación entre los proyectistas y los especialistas de geotecnia, lo que conducirá a la reducción del riesgo de cometer errores en la consideración de los parámetros geotécnicos, la obtención de diseños de cimentaciones más optimizadas, además de disponer de toda la información relativa al comportamiento geotécnico en el modelo BIM.

La inclusión del proceso de control de calidad de la obra en la metodología BIM permitirá, además de una mayor fiabilidad de

la información del modelo BIM (tanto el proyectado como el ejecutado), una mejor trazabilidad de los controles realizados y, por consiguiente, una mayor garantía en la depuración de responsabilidades en futuras patologías que pueda presentar la construcción.

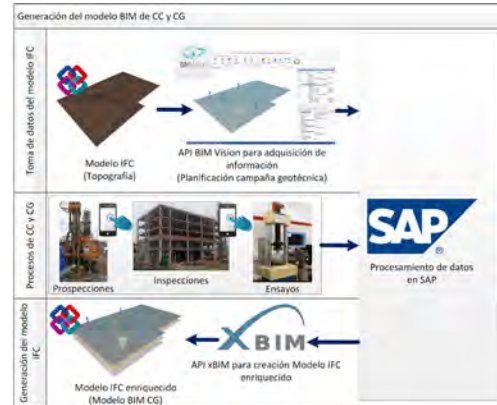


Figura 1. Esquema de procesos para la generación de los modelos BIM de CC y CG.

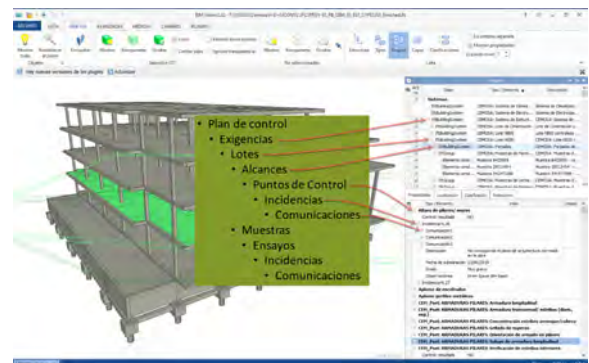


Figura 2. Modelos BIM de CC de una estructura de hormigón.

# Tecnologías

## Imposed Strains in Ultimate Limit State: Do We Need to Consider Them?

- **Alejandro Pérez Caldentey**  
Universidad Politécnica de Madrid/FHEOR North America. Prof. Titular/Director.
- **Andrea Facchini**  
AEDES s.r.l. Technical Director.
- **Sergio Rodríguez Torcal**  
Universidad Politécnica de Madrid. Estudiante Máster.

### KEYWORDS:

Imposed strains, ductility, ULS, confined concrete..

### ABSTRACT

This paper explores the need to account for the effects of imposed strains in ULS, in reinforced concrete columns subjected to varying degrees of axial force. The study is based on the determination of the ultimate horizontal force of a pair of columns linked by a tie on which varying values of compressive imposed strain is applied. The study considers a slender column with a small amount of reinforcement and a stocky column with a high amount of reinforcement. It is shown that, in order to obtain a realistic evaluation of the loss of capacity, it is necessary to account for confinement of concrete by the stirrups and the effect of the shift in the bending moment law due to cracking of the section in shear.

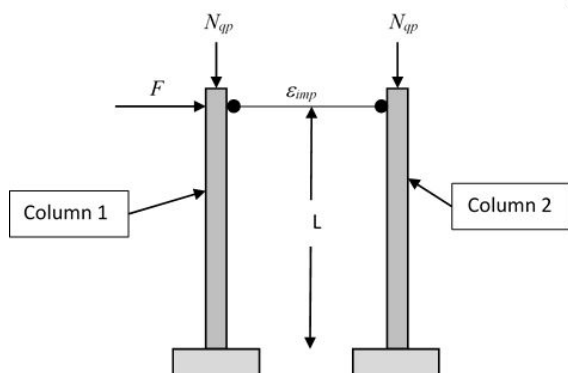


Figure 1. Structural scheme considered for the study.

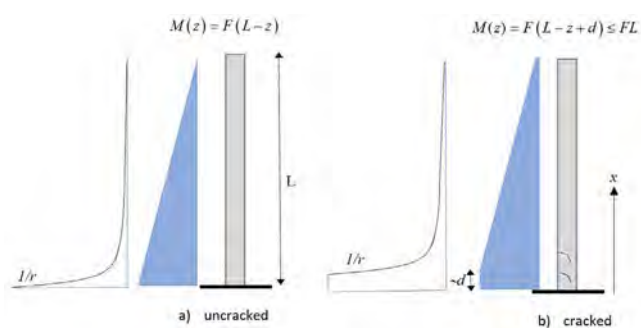


Figure 2. Shift of bending moment law due to cracking in combined flexure and shear.

## “Valencia Bridge Fire Test”, análisis experimental de la respuesta de puentes frente al fuego

- **Ignacio Payá-Zaforteza**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dr. por la Universitat Politècnica de València. Universitat Politècnica de València – ICITECH. Catedrático.  
[igpaza@cst.upv.es](mailto:igpaza@cst.upv.es)
- **Jose Alos Moya**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dr. por la Universitat Politècnica de València. Universitat Politècnica de València – ICITECH.  
[joalmo11@gmail.com](mailto:joalmo11@gmail.com)
- **Antonio Hospitaler Pérez**  
Dr. Ingeniero Industrial. Universitat Politècnica de València – ICITECH. Catedrático.  
[ahospitaler@cst.upv.es](mailto:ahospitaler@cst.upv.es)

### PALABRAS CLAVE:

Puente, fuego, diseño prestacional, estudios experimentales.

### RESUMEN

La ausencia de recomendaciones para el diseño de puentes frente al fuego y la importancia de los efectos de esta acción sobre los puentes han impulsado numerosas investigaciones en esta temática en los últimos años. La inmensa mayoría de estos estudios están basados en modelos numéricos que necesitan una validación experimental. No obstante, los ensayos de fuego en puentes son muy escasos por su elevado coste económico, su complejidad técnica y sus potenciales riesgos. Este artículo resume las principales enseñanzas de una batería de ensayos realizados en Valencia, los *Valencia Bridge Fire Tests*, en los que un puente mixto bijnácena de 6 m de luz se sometió a cuatro escenarios de fuego similares a incendios reales bajo el tablero.

Los resultados de los ensayos demuestran que (a) las máximas temperaturas en el gas que rodea al puente se producen en la zona entre sus dos vigas, (b) las temperaturas en el gas y en el acero de las vigas experimentan un importante gradiente longitudinal, (c) las temperaturas en el ala inferior y en el alma son muy similares y son significativamente más elevadas que en el ala superior que se encuentra parcialmente protegida por la losa de hormigón, (d) la magnitud de la carga de fuego y su posición son los factores clave en la respuesta en términos de temperaturas y deformaciones del puente. En todos los ensayos, se obtuvo una respuesta elástica de la estructura, con deformaciones máximas de 12 cm, que fueron recuperadas. Por ello, en un futuro se plantea realizar un ensayo hasta la rotura que permita determinar la capacidad resistente última de la estructura y la resistencia residual de sus materiales constituyentes.

Este estudio es de gran importancia porque ha permitido validar los modelos numéricos empleados en la ingeniería del fuego para puentes, lo que es un paso muy importante para determinar cuál es la vulnerabilidad de los puentes al fuego y cómo pueden protegerse los puentes críticos. Además, ha proporcionado información de gran valor sobre cómo realizar ensayos de fuego al aire libre.

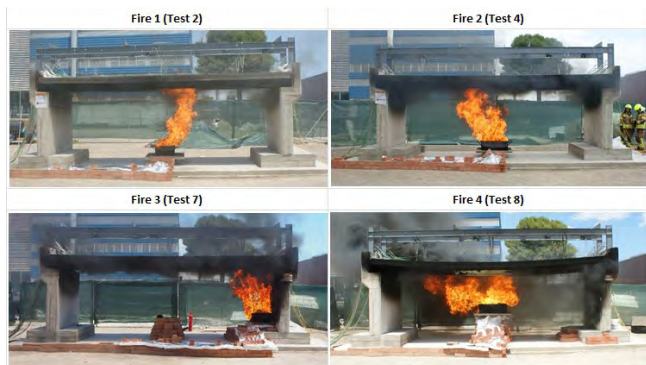


Figura 1. Valencia bridge fire tests. Imágenes mostrando los escenarios de incendio considerados.



Figura 2. Elementos característicos del montaje del ensayo.

## An Experimental Study on the Behavior of Reinforced UHPFRC Ties Under Serviceability Conditions

- Majid Khorami**  
 Ph.D Student. Universitat Politecnica de Valencia.  
 Asistant Profesor. Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad UTE,  
 Calle Rumipamba S/N y Bourgeois, Quito, Ecuador.  
[Makho2@upv.edu.es](mailto:Makho2@upv.edu.es)
- Juan Navarro Gregori**  
 Ingeniero de Caminos. Doctor por la UPV. Universitat Politècnica de València. Associate Professor.  
[juanagre@cst.upv.es](mailto:juanagre@cst.upv.es)
- Pedro Serna Ros**  
 Doctor Ingeniero de Caminos. Universitat Politècnica de València. Professor.  
[pserna@cst.upv.es](mailto:pserna@cst.upv.es)

### KEY WORDS:

Bending test, serviceability, tie, UHPFRC

### ABSTRACT

The study of tensile behaviour of Reinforced Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete elements (R-UHPFRC) is an essential aspect for the verification of Serviceability Limit State (SLS) crack and deflection control. This work presents the results of an experimental campaign of R- UHPFRC ties with different concrete matrices and reinforcement ratios. The tensile mechanical properties obtained in the reinforced elements are compared with those obtained from bending tests without reinforcement. The analysis of results reveals the importance of shrinkage in the response of the R-UHPFRC elements.



Figure 1. Test setup parts and installed specimen.

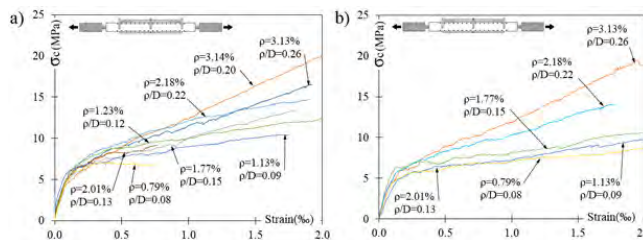


Figure 2. Tensile responses of reinforced UHPFRC: a) ties with concrete type C1 and b) ties with concrete type C2.

## Análisis a partir de modelo de daño en MEF en la generación de fisuras en elementos de hormigón armado con refuerzo exterior sometidos a tracción pura

- Manuel Paredes-González**  
 Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Personal Investigador.  
[manuel.paredes@udc.es](mailto:manuel.paredes@udc.es)
- Manuel F. Herrador**  
 Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor.  
[mherrador@udc.es](mailto:mherrador@udc.es)
- Fernando Martínez-Abella**  
 Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Catedrático.  
[fmartinez@udc.es](mailto:fmartinez@udc.es)
- Juan-Luis Pérez-Ordóñez**  
 Dr. Ingeniero de Informática. Universidade da Coruña. Titular.  
[jlperez@udc.es](mailto:jlperez@udc.es)
- Miguel López-López**  
 Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Personal Investigador.  
[miguel.lopez1@udc.es](mailto:miguel.lopez1@udc.es)

### PALABRAS CLAVE:

Resistencia a tracción, hormigón armado, depósitos de agua, PRFV, fisuración, método en elementos finitos, modelo de daño.

### RESUMEN

En las últimas décadas, los materiales compuestos han tenido muy buena acogida en diversos sectores tecnológicos e industriales debido a las propiedades que presentan, destacando su elevada resistencia tanto mecánica como química. Al contrario de lo que sucede en otros sectores, como pueden ser el aeronáutico o el de automoción, en el sector obra civil su im-

plantación está siendo más lenta y se centra principalmente en procesos de reparación y extensión de vida útil de estructuras existentes, a través del refuerzo de elementos estructurales sometidos a esfuerzos de flexión y compresión.

El Grupo de Construcción de la Universidad da Coruña ha estado estudiando la aplicación del Polímero Reforzado de Fibra de vidrio (PRFV) como refuerzo exterior en elementos estructurales de hormigón armado ante solicitaciones de tracción pura, situación en la que se encuentran, por ejemplo, los depósitos de contención de líquidos de planta circular. Se han estudiado situaciones que engloban tanto los casos de refuerzo exterior de PRFV en estructuras ya existentes como el diseño y ejecución de nuevos elementos estructurales, campo aún poco explorado en obra civil.

En el presente documento se continúa el estudio sobre esta aplicación del PRFV contrastando los resultados experimentales con un modelo de daño en un análisis mediante el método de elementos finitos, siguiendo la generación y posterior evolución de la fisuración en elementos estructurales de hormigón armado sometidos a tracción. Finalmente, se estudia el caso práctico de los depósitos de hormigón armado de planta circular analizando en detalle la influencia en la generación de fisuras de detalles constructivos como las juntas de construcción.



Figura 1. Modelo de comportamiento a compresión para HRFA [14].

## Análisis del comportamiento mecánico residual a flexión y a compresión del hormigón reforzado con fibras de acero mediante la metodología de las superficies de respuesta

- **Gonzalo Ruiz López**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Castilla-La Mancha. Catedrático.  
[Gonzalo.Ruiz@uclm.es](mailto:Gonzalo.Ruiz@uclm.es)
- **Ángel De La Rosa Velasco**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Castilla-La Mancha. Estudiante de Doctorado.  
[Angel.delaRosa@uclm.es](mailto:Angel.delaRosa@uclm.es)
- **Elisa Poveda Bautista**  
Dra. Ingeniera Industrial. Universidad de Castilla-La Mancha. Profesora Contratada Doctora.  
[Elisa.Poveda@uclm.es](mailto:Elisa.Poveda@uclm.es)

### PALABRAS CLAVE:

Resistencia residual a compresión, resistencia residual a flexión, hormigón reforzado con fibras de acero, metodología de las superficies de respuesta, análisis de la varianza, Eurocódigo 2.

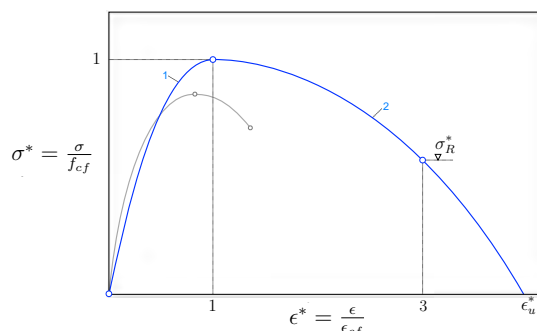


Figura 1. Modelo de comportamiento a compresión para HRFA [14].

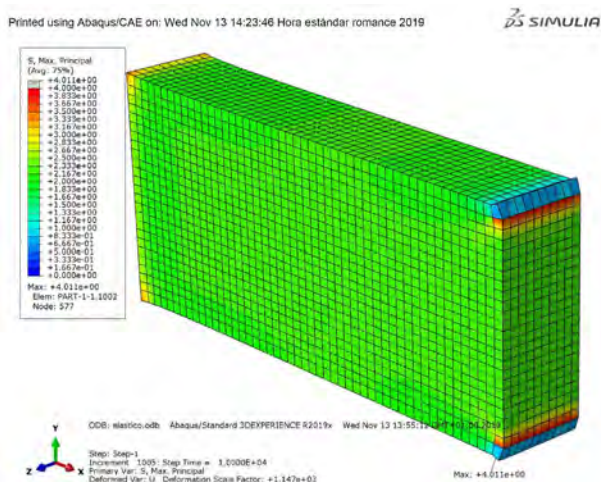


Figura 2. Resultado del análisis elástico.

### 1. Tabla propuesta para Eurocódigo 2

Clase	$f_{R,3k}$									
	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0
a: $f_{R,3k}$	0.5	0.8	1.0	1.3	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
$f_{ef}/\sigma_R$	22/4	25/5	28/6	30/7	32/8	36/10	40/11	43/13	47/17	51/20
b: $f_{R,3k}$	0.7	1.1	1.4	1.8	2.1	2.8	3.5	4.2	5.6	7.0
$f_{ef}/\sigma_R$	31/6	33/7	36/8	38/9	40/10	43/11	46/13	48/15	53/19	56/22
c: $f_{R,3k}$	0.9	1.4	1.8	2.3	2.7	3.6	4.5	5.4	7.2	9.0
$f_{ef}/\sigma_R$	40/8	42/9	44/10	45/11	47/11	50/13	52/15	54/17	58/20	60/24
d: $f_{R,3k}$	1.1	1.7	2.2	2.8	3.3	4.4	5.5	6.6	8.8	11.0
$f_{ef}/\sigma_R$	48/10	50/11	52/11	53/12	54/13	56/15	58/17	60/19	63/22	65/26
e: $f_{R,3k}$	1.3	2.0	2.6	3.3	3.9	5.2	6.5	7.8	10.4	13.0
$f_{ef}/\sigma_R$	57/11	59/12	60/13	61/14	62/15	63/17	65/19	66/20	68/24	69/28

Tabla 1. Clases resistentes de SFRC de acuerdo con sus resistencias residuales a flexión y a compresión (en MPa).

### RESUMEN

La respuesta estructural del hormigón reforzado con fibras de acero, HRFA, se define en el borrador del próximo Eurocódigo 2 (Anejo L) en clases de resistencia residual a flexión para diferentes aperturas de la boca de fisura, CMOD ( $f_{R,1k}$ ,  $w_M = 0.5$  mm y  $f_{R,3k}$ ,  $w_M = 2.5$  mm). No obstante, esta clasificación no es



del todo completa ya que no considera la capacidad resistente residual a compresión que exhibe el material. En esta comunicación se analiza la relación que existe entre las clases establecidas en el Anejo L del Eurocódigo y la resistencia residual a compresión del HRFA una vez superado el pico de carga,  $\sigma_{R'}$  o tensión resistida a compresión para una deformación igual a tres veces la alcanzada bajo carga máxima [Hormigón y Acero 2018; 69(S1):75-80]. Para ello se han elaborado dos bases de datos a partir de investigaciones encontradas en la literatura técnica, una con resultados a compresión y la otra a flexión. Por medio de la Metodología de las Superficies de Respuesta y aplicando el Análisis de la Varianza, ANOVA, se obtienen los factores (asociados al refuerzo de fibra y la resistencia a compresión del material compuesto,  $f_{cu,p}$ ) que verdaderamente inciden en las diferentes respuestas mecánicas. A la luz de los resultados se puede comprobar que la fracción en volumen de fibras,  $\phi_p$ , la esbeltez,  $\lambda$ , y  $f_{cu,f}$  son estadísticamente significativos para  $f_{R,1k}$ , mientras que para  $f_{R,3k}$  también lo son junto con la longitud de la fibra,  $l_f$ . Además, se han estudiado los parámetros  $f_{R,1k}$ ,  $f_{R,3k} / f_{R,1k}$  y  $\sigma_{R'}$ , encontrándose relaciones con significancia estadística entre ellos, por lo que se propone añadir  $\sigma_{R'}$  dentro de las clases establecidas por el Eurocódigo 2 como parámetro adicional.

## Análisis no lineal hasta rotura de un forjado de hormigón reforzado con fibras

- **Alejandro Nogales Arroyo**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Catalunya. Estudiante de Doctorado. Dpto. d'Enginyeria Civil i Ambiental. [alejandro.nogales@upc.edu](mailto:alejandro.nogales@upc.edu)
- **Albert de la Fuente Antequera**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Catalunya. Profesor Agregado. Dpto. d'Enginyeria Civil i Ambiental. [albert.de.la.fuente@upc.edu](mailto:albert.de.la.fuente@upc.edu)

### PALABRAS CLAVE:

Hormigón reforzado con fibras, análisis no lineal, forjado, armado mixto, seguridad estructural.

### RESUMEN

El hormigón reforzado con fibras (HRF) se ha ido aceptando como material estructural y la necesidad de cubrir aspectos de diseño ha motivado su inclusión en las normativas (ej. EHE-08 y fib Model Code 2010). Estas normativas contemplan la sustitución parcial o total de las armaduras tradicionales de acero por fibra estructurales, siempre que se cumplan unos requerimientos mínimos de resistencias residuales.

Una de las aplicaciones del HRF más novedosas, que suponen un mayor reto estructural y de seguridad, son los forjados de losa maciza en los que se sustituye la totalidad del armado por fibras de alto desempeño. Esta tecnología ya ha sido ejecutada en algún edificio real y, a pesar del posible desconocimiento en varios ámbitos, se está dando respuesta a través de proyectos de investigación entre el sector industrial y las universidades. En este contexto se enmarca el proyecto eFIB (optimización de procesos constructivos y de diseño de elementos estructurales

empleando HRF en sustitución de armadura convencional), proyecto desarrollado conjuntamente con SACYR Ingeniería e Infraestructuras y financiado (RTC-2016-5263-5) por el Ministerio de Economía, Industria y Competitividad.

Esta comunicación se centra en un análisis paramétrico de forjados de HRF mediante un modelo no lineal de elementos finitos (MEF) capaz de reproducir el comportamiento no lineal y desarrollar los mecanismos plásticos de redistribución de esfuerzos propios de estos elementos. El MEF se calibra y contrasta con resultados experimentales de la literatura técnica relacionado con forjados de HRF.

El objetivo principal de este estudio es el análisis paramétrico de un forjado compuesto por diversas soluciones de hormigón reforzado con soluciones de fibras o mixtas (fibras y barras) en los que se evalúa tanto su capacidad resistente en situación de rotura así como una estimación de los coeficientes de seguridad a emplear para el diseño de esta tipología estructural.

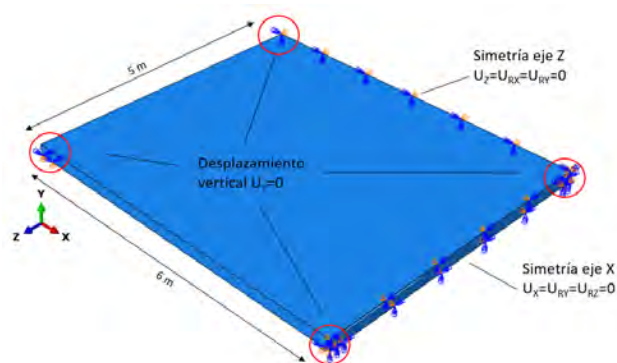


Figura 1. Modelo de elementos finitos. Geometría y condiciones de contorno.

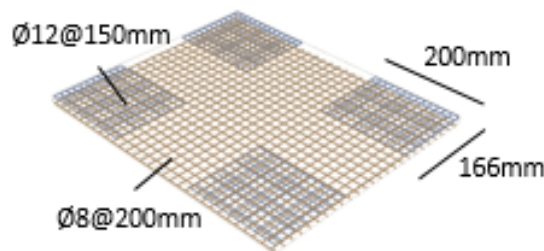


Figura 2. Modelo de elementos finitos. Distribución armadura convencional.

## Avances en la evaluación de fatiga en puentes: La metodología FASSTBRIDGE

- **David García-Sánchez**  
PhD MSc Civil Engineering. TECNALIA. Senior Researcher. [david.garciasanchez@tecnalia.com](mailto:david.garciasanchez@tecnalia.com)
- **Mazen Wahbeh**  
PhD PE MSc Civil Engineering. ALTAVISTA Solutions. [mwahbeh@altavistasolutions.com](mailto:mwahbeh@altavistasolutions.com)

- **Mikel Ezquerro**  
MSc Mechanical Engineering. TECNALIA. Project Manager.  
[mikel.ezquerro@tecnalia.com](mailto:mikel.ezquerro@tecnalia.com)
- **Jesús Díez**  
MSc Mechanical Engineering. TECNALIA. Project Manager.  
[jesus.diez@tecnalia.com](mailto:jesus.diez@tecnalia.com)
- **Luis Sopena**  
PE MSc Civil Engineering. gGRAVITY Engineering.  
[sopenac@ggravityeng.com](mailto:sopenac@ggravityeng.com)
- **Sylvain Chataigner**  
PhD MSc Civil Engineering. IFSTTAR. Senior Researcher.  
[sylvain.chataigner@ifsttar.fr](mailto:sylvain.chataigner@ifsttar.fr)

**PALABRAS CLAVE:**

Puente metálico, fatiga, vida residual, extensión de vida útil, CFRP.

**RESUMEN**

Frecuentemente, los puentes metálicos presentan problemas de fatiga que reducen su capacidad de carga y su vida útil residual. El aumento de los flujos de tráfico y las cargas en las últimas décadas ha acelerado este problema, especialmente en las estructuras más antiguas. En Europa, el 15% de los 300 000 puentes son metálicos o mixtos, y aproximadamente el 68% de ellos necesitan intervenciones estructurales. En los EE.UU., las cifras son bastante similares.

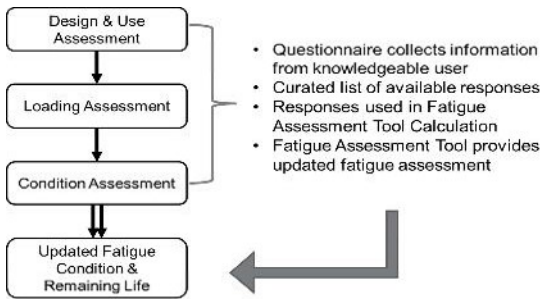


Figura 1. Diagrama de flujo.

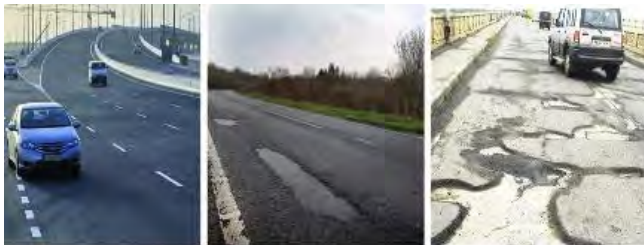


Figura 2. Ejemplos de diferentes condiciones de la superficie de conducción.

Teniendo esto en cuenta, se puso en marcha el proyecto FASSTBRIDGE de ERA-NET Plus con el objetivo de desarrollar una metodología completa que incluye un método de cálculo para evaluar la vida restante del puente de acero en términos de fatiga, un método de diseño y aplicación para la intervención de refuerzo, y un sistema de refuerzo que se basa en el uso de CFRP adhesivo (polímero reforzado con fibra de carbono).

El *paper* presenta la metodología FASSTBRIDGE y el sistema de fortalecimiento, que han sido diseñados para trabajar

con códigos basados en la Asociación Americana de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transportes (AASHTO) o el Eurocódigo de la Unión Europea y su implementación en el Puente Jarama (Madrid, España). De hecho, esta metodología es una evolución de los métodos probabilísticos y deterministas existentes. Esto significa un avance desde el análisis basado en el modelo de carga estándar hasta los enfoques de carga más precisos, obteniendo una evaluación fácil con un nivel de precisión satisfactorio que facilita una evaluación preventiva real del puente existente.

**BIM en proyectos de obra civil**

- **Javier Torrico Liz**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Director de División de Obra Civil.  
[jtl@fhecor.es](mailto:jtl@fhecor.es)
- **Pedro Salvachúa Ferrando**  
Ingeniero Técnico Industrial. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Especialista en BIM / 3D.  
[psf@fhecor.es](mailto:psf@fhecor.es)

**PALABRAS CLAVE:**

BIM, tecnología, CDE, 3D, modelo, información, coordinación.

**RESUMEN**

BIM, del acrónimo en inglés *Building Information Modeling*, es una metodología para el desarrollo y gestión de activos construidos en un entorno colaborativo en todas las fases (diseño, construcción, uso, mantenimiento, remodelación y demolición), con el objetivo de mejorar la comunicación y coordinación entre disciplinas.

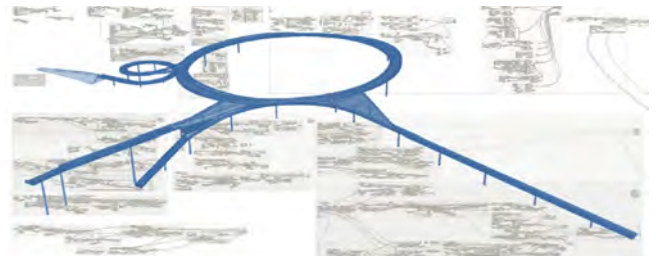


Figura 1. Pasarela Padre Anchieta.

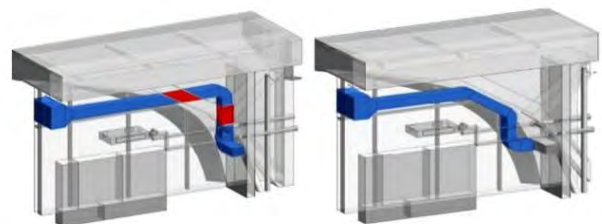


Figura 2. Lorem ipsum dolor.

Varios son los beneficios que se pueden encontrar en el uso de esta metodología como mayor entendimiento de lo que se desea construir, reducción del coste al anticiparse a errores en obra, y reducción de errores manuales.

Dicha metodología es aplicable a cualquier tipo de proyecto ya sea de edificación, industrial u obra civil, si bien es verdad en esta última se encuentran ciertas limitaciones como el posicionamiento de objetos a lo largo de la alineación, replanteo de la geometría, o el desarrollo de la geometría, para lo que fundamental el uso de herramientas paramétricas para solucionar dichas limitaciones.

Como ejemplo práctico tenemos el proyecto de la pasarela del Padre Anchieta, donde se desarrollaron varias alternativas del modelo virtual para obtener una mejor decisión sobre y visión sobre la movilidad, de la decisión final se realizó una coordinación con una nube de puntos para la comprobación de niveles. Se desarrolló un modelo paramétrico global en Grasshopper que alimentaba el modelo analítico y virtual, esto hizo ahorrar mucho tiempo en procesos iterativos, duplicidad de información y se evitaron errores humanos. Planos y mediciones fueron obtenidas del modelo virtual lo que cual es una fuente fiable y rápida.

## Caracterización de la respuesta sísmica de sistemas de construcción industrializada resistentes al sismo.

### Parte 2. Ensayos sísmicos sobre unidades estructurales

- **Miguel Ángel Vicente Cabrera**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dpto. Ingeniería Civil. Univ. de Burgos. Prof. Titular de Universidad.  
[mvicente@ubu.es](mailto:mvicente@ubu.es)
- **Jesús Mínguez Algarra**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dpto. Ingeniería Civil. Univ. de Burgos. Prof. Ayudante Doctor.  
[jminguez@ubu.es](mailto:jminguez@ubu.es)
- **Álvaro Mena Alonso**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dpto. Ingeniería Civil. Univ. de Burgos. Estudiante de Doctorado.  
[ama0104@alu.ubu.es](mailto:ama0104@alu.ubu.es)
- **Jorge Franco Rey**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ICONKRETE 2012, S.L. Director Técnico.  
[jorge.franco@iconkrete.com](mailto:jorge.franco@iconkrete.com)
- **Daniel Miguel Yepes**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ICONKRETE 2012, S.L. Responsable de innovación.  
[daniel.miguel@iconkrete.com](mailto:daniel.miguel@iconkrete.com)
- **Ana Carla Jiménez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ICONKRETE 2012, S.L. Directora de Innovación.  
[ana.jimenez@iconkrete.com](mailto:ana.jimenez@iconkrete.com)

#### PALABRAS CLAVE:

Ensayo sísmico, hormigón prefabricado, construcción industrializada.

#### RESUMEN

En este trabajo, se ha realizado un ensayo en mesa sísmica sobre un edificio de hormigón prefabricado de tres alturas a escala real, con el objeto de conocer la respuesta dinámica de la estructura frente a un sismo de referencia, así como validar el

diseño de la mesa sísmica empleada. Los resultados muestran que el comportamiento del edificio es altamente satisfactorio, ya que se observa que la disipación energética se da únicamente en las zonas destinadas a tal fin, por lo que no se compromete la seguridad estructural. Además, el funcionamiento de la mesa también es satisfactorio.



Figura 1. Mesa sísmica, junto con su utillaje principal.

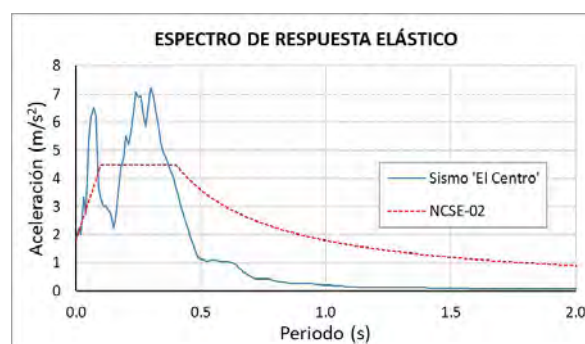


Figura 2. Espectro de respuesta elástica del sismo aplicado y comparación con el de la norma NCSE-02.

## Caracterización del comportamiento a cortante de vigas de hormigón de muy altas prestaciones

- **Antonio Martínez de la Concha**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Sevilla. Profesor Asociado.  
[delaconcha@us.es](mailto:delaconcha@us.es)
- **Ana Carmona Arrebola**  
Graduada Ingeniería de Tecnologías Industriales. Universidad de Sevilla. Alumna.  
[ana.carmona.arrebola@gmail.com](mailto:ana.carmona.arrebola@gmail.com)
- **José D. Ríos Jiménez**  
Doctor Ingeniero Industrial. Universidad de Sevilla. Investigador.  
[jdrios@us.es](mailto:jdrios@us.es)
- **Héctor Cifuentes Bulté**  
Doctor Ingeniero Industrial. Universidad de Sevilla. Profesor Titular.  
[bulte@us.es](mailto:bulte@us.es)

#### PALABRAS CLAVE:

Cortante, fractura, fibras, vigas, Abaqus, Hormigón Ultra-Alta Resistencia.

#### RESUMEN

En el presente trabajo se realiza un estudio paramétrico del comportamiento a cortante de vigas de hormigón de muy altas prestaciones reforzados con fibras mediante ensayos numéri-

cos. El estudio parte de la puesta a punto y validación de la herramienta a través de la comparación de los resultados numéricos con ensayos reales, y se extiende al estudio de hormigones con dos tipos de fibras de acero (OL 13/.2 rectas de 13 mm de longitud y 0.2 mm de diámetro y Dramix RC80/30CP de 0.38 mm de diámetro y 30 mm de longitud con patillas) en distintas proporciones, cuyo comportamiento en fractura se ha caracterizado previamente en laboratorio.

Los modelos numéricos se realizan en Abaqus e implementan leyes de comportamiento del tipo Concrete Damage Plasticity.

Tras el análisis se observa la relevancia de la adición de fibras y la influencia en el comportamiento a cortante de elementos a gran escala.

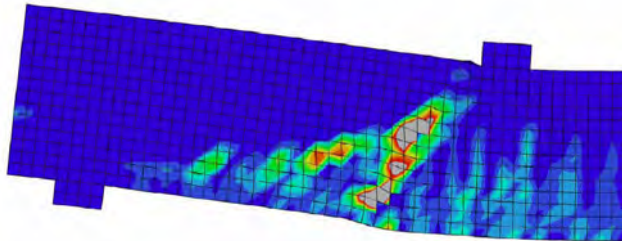


Figura 1. Diagrama de deformaciones plásticas.

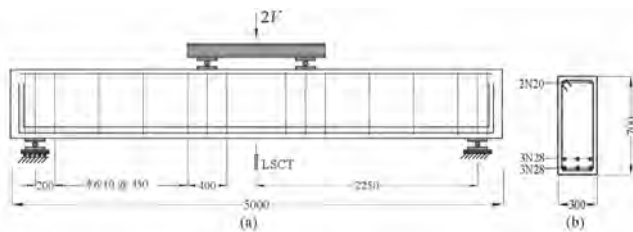


Figura 2. Esquema de la viga del ensayo.

## Cimentación de los aerogeneradores del parque eólico Mesa La Paz (Méjico)

- Javier Carrascal Pérez**  
 Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe de Proyectos. Departamento de Estructuras de Obra Civil y Puentes.  
[franciscojavier.carrascal.perez@acciona.com](mailto:franciscojavier.carrascal.perez@acciona.com)
- Luis Carrillo Alonso**  
 Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe de Departamento de Estructuras de Obra Civil y Puentes.  
[luis.carrillo.alonso@acciona.com](mailto:luis.carrillo.alonso@acciona.com)
- Mariano Martín Cañueto**  
 Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Gerente de Estructuras.  
[franciscojavier.carrascal.perez@acciona.com](mailto:franciscojavier.carrascal.perez@acciona.com)

### PALABRAS CLAVE:

Aerogenerador, cimentación, jaula de pernos, pretensado, fatiga, software.

### RESUMEN

El parque eólico de Mesa La Paz se encuentra situado en un altiplano al sureste de Ciudad Victoria, capital del Estado de

Tamaulipas (Méjico). Consta de un total de 85 aerogeneradores con turbinas de 3.6 MW de potencia, instalados en torres metálicas con altura de buje 120 m.

La cimentación de los aerogeneradores se ha resuelto mediante la clásica solución por gravedad, de hormigón armado con forma troncocónica. El tronco de cono conecta un cilindro inferior, de 21.8 m de diámetro y 50 cm de altura, con el pedestal superior, de 5.8 m de diámetro y 63.5 cm de altura, para una altura total de cimentación de 3.135 m.

La conexión de la torre metálica de acero y la cimentación se realiza mediante jaula de pernos. En total, la jaula consta de 240 pernos de anclaje, dispuestos en dos coronas de 120 pernos cada una y rematados en sendas bridas en sus extremos. De esta forma, sobre esta jaula embebida en la cimentación, se acopla el primer tramo de la torre metálica con diámetro 4.4 m, para dotar a continuación a los pernos de su correspondiente pretensado.

El diseño de la cimentación se hizo de acuerdo con los estándares de DNV-GL. Se comprobó su estabilidad, incluida la verificación de no levantamiento bajo cargas cuasipermanentes de operación, se determinó la rigidez dinámica rotacional del conjunto suelo-estructura, para descartar problemas de resonancia, y se procedió al diseño de la armadura, en el que la comprobación de fatiga tuvo un papel determinante debido a la naturaleza cíclica de las cargas.

El producto final se modeló en 3D con el software Tekla, para facilitar la industrialización de la ferralla. Para ello, se parametrizó previamente el armado en una hoja de cálculo y, desde ella, se generó automáticamente el modelo Tekla mediante un software desarrollado íntegramente en Acciona Ingeniería.

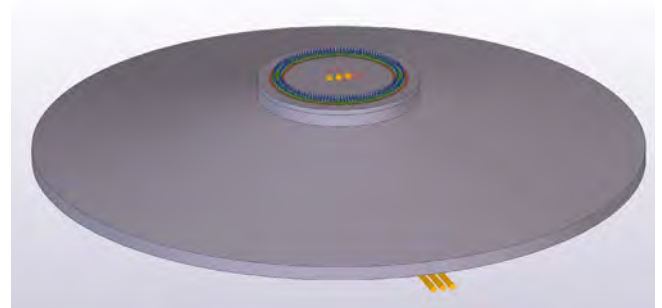


Figura 1. Geometría de la cimentación tipo.

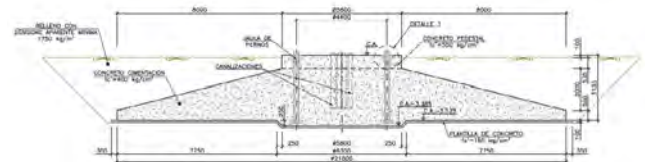


Figura 2. Sección por el eje de la cimentación.

## Comentarios a las fórmulas para la interacción flector/cortante en el Eurocódigo 3

- Joaquín Obregón Cobo**  
 Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. RICO AS. Director Técnico.  
[joaquin.obregon@gmail.com](mailto:joaquin.obregon@gmail.com)



Ante una exigencia de la Propiedad actual del inmueble para garantizar la citada resistencia en situación de fuego, y dada la ausencia de los ensayos que acreditaran tal resistencia, se planteó la protección de su cara inferior mediante un mortero ignífugo.

Alternativamente se propuso un análisis numérico del que se dedujo, como era previsible, la importante capacidad del forjado como membrana. Especialmente interesante es el análisis de los vanos extremos, en los que la colaboración entre nervios gracias a la ductilidad a tracción de la membrana, así como la contribución del hormigón entre cables, resultan determinante para reducir las flechas a los límites admitidos (figura 1).

## Construcción del tercer puente sobre el Canal de Panamá

- **Patrick Ladret**  
Ingeniero Civil ENTPE. Freyssinet España. Director de Desarrollo Internacional.  
[pladret@freysinnet-es.com](mailto:pladret@freysinnet-es.com)
- **Antoine Dugain**  
Ingeniero Civil de los Puentes y Carreteras. Freyssinet International. Director Técnico de Proyecto.  
[antoine.dugain@freysinnet.com](mailto:antoine.dugain@freysinnet.com)
- **Nicolas Trotin**  
Ingeniero Industrial. Freyssinet España. Ingeniero Departamento Técnico.  
[nicolas\\_t@freysinnet-es.com](mailto:nicolas_t@freysinnet-es.com)
- **Matthieu Guesdon**  
Ingeniero Civil de Minas. Freyssinet International. Ingénieur en Chef.  
[matthieu.guesdon@freysinnet.com](mailto:matthieu.guesdon@freysinnet.com)
- **Manuel de la Morena**  
Ingeniero de Caminos, Freyssinet España. Ingeniero de Producción.  
[manuel\\_m@freysinnet-es.com](mailto:manuel_m@freysinnet-es.com)
- **Laurent Agostini**  
Ingeniero Civil ESTP. Vinci Construction Grands Projets. Director Técnico de Proyecto.  
[Laurent.agostini@vinci-construction.com](mailto:Laurent.agostini@vinci-construction.com)

### PALABRAS CLAVE:

Tecnología de estructuras, tirante, pretensado, pretensado exterior, amortiguadores, empuje, doble voladizo, levantamiento.

### RESUMEN

El puente Atlántica cruza el canal de Panamá al norte de las esclusas del lago Gatún cerca de la ciudad de Colón. La estructura de 5 kilómetros de longitud, construida 100% en hormigón in situ, se divide en 2 viaductos de acceso en rampa ascendente y el puente principal de 530 metros de luz que culmina a 82 metros sobre el canal y ostenta actualmente el récord del mundo de luces atirantadas de hormigón.

Los viaductos de acceso están formados en cada margen del canal por la yuxtaposición de un tramo de puente empujado con luces de 45 m y un tramo de voladizos sucesivos de 82 o 125 m de luz.

Son viaductos de 360 m empujados y 546 m de puente de voladizos sucesivos en el margen oeste y de 540 m y 586 m al este del puente principal.

La sección de los viaductos de acceso es un cajón de 20.8 m de ancho para soportar las 4 vías de circulación con pretensado

longitudinal interior y exterior y pretensado transversal en la losa.

El puente principal atirantado es un puente de 2 pilonos con 4 haces de tirantes.

La sección del puente está constituida por 2 cajones celulares unidos con vigas transversales postesadas en cada tirante.

Cada haz está constituido por 64 tirantes con una longitud de 55 a 287 m y 19 a 48 cordones.

Son tirantes formados con cordones paralelos autoprotectidos de tipo Freyssinet H2000 con amortiguadores radiales hidráulicos internos que tienen la singularidad de proporcionar un 4 por ciento de decremento logarítmico adicional.

Freyssinet intervino como contratista especializado para el diseño, el suministro y la instalación del pretensado y de los tirantes, así como para dar servicios especializados de izado y descenso de los carros de doble volado y equipos de construcción.



Figura 1. Ubicación del puente.



Figura 2. Paso del carro por encima de las pilas de retención.

## Diseño sísmico de puentes de ferrocarril de alta velocidad en California

- **Guillermo Ortega Carreras**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
[gortega@orramoseng.com](mailto:gortega@orramoseng.com)
- **Óscar Ramón Ramos Gutiérrez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria.  
[oramos@orramoseng.com](mailto:oramos@orramoseng.com)

- **Carlos Bajo Pavía**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ferrovial-Agromán S.A. Jefe de Área de Estructuras.  
[carlos.bajo@ferrovial.com](mailto:carlos.bajo@ferrovial.com)
- **Juan José Sánchez Ramírez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ferrovial-Agromán S.A. Jefe de Departamento de Estructuras.  
[j.j.sanchez@ferrovial.com](mailto:j.j.sanchez@ferrovial.com)
- **Pablo Loscos Areoso**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ferrovial-Agromán S.A. Coordinador de proyectos de Estructuras.  
[ploscos@ferrovial.com](mailto:ploscos@ferrovial.com)
- **Pere Villalba Izquierdo**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ferrovial-Agromán S.A. Coordinador de proyectos de Estructuras.  
[pvillalba@ferrovial.com](mailto:pvillalba@ferrovial.com)
- **Haritz García Coca**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Haritz.Garcia@wsp.com](mailto:Haritz.Garcia@wsp.com)
- **Ricardo Rafael Pereira De Sousa**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Ricardo.Pereira@wsp.com](mailto:Ricardo.Pereira@wsp.com)
- **Jorge Quintana García**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
[jquintana@orramoseng.com](mailto:jquintana@orramoseng.com)

#### PALABRAS CLAVE:

Diseño sísmico, ductilidad, protección por capacidad, empuje incremental.

#### RESUMEN

Se presenta la metodología de diseño sísmico de dos puentes de ferrocarril de alta velocidad en California, conforme a los principios contenidos en la normativa *Caltrans Seismic Design Criteria*, la cual está basada en los principios de protección por capacidad. Uno de los puentes tiene un solo vano mientras que el otro es continuo de tres vanos.

Se pretende asegurar que el puente no colapsará durante el sismo, pero se acepta que se comportará inelásticamente durante el evento sísmico y que se producirán daños locales de tipo dúctil en aquellos elementos del puente específicamente diseñados y detallados para ello, los cuales serán fácilmente inspeccionables y reparables tras el sismo. Los mecanismos típicamente seleccionados para sufrir el daño dúctil consisten, por un lado, en la formación de rótulas plásticas en las pilas y, por otro, en elementos fusibles (topes sísmicos, el murete de los estribos o los mismos apoyos) que limiten la fuerza sísmica que se pueda transmitir al resto de los elementos del puente (típicamente los estribos, el tablero y las cimentaciones), los cuales se diseñan elásticamente protegidos por capacidad. Los elementos protegidos por capacidad se diseñan para hacer frente elásticamente, sin daño, a las máximas fuerzas que pueden transmitir las rótulas plásticas o los elementos fusibles cuando son llevados a su capacidad última (con propiedades medias de los materiales y sin coeficientes de seguridad para la resistencia de las secciones) mayorada por un factor de sobrerresistencia (habitualmente el 120%). Adicionalmente, se debe comprobar que la capacidad de desplazamiento dúctil del puente es suficiente durante el sismo, lo cual se realiza mediante un análisis de empuje incremental.

Esta filosofía de diseño conduce a un dimensionamiento más económico de los puentes, en comparación con el que se

consigue mediante el tradicional diseño elástico, en especial en zonas de alta sismicidad.

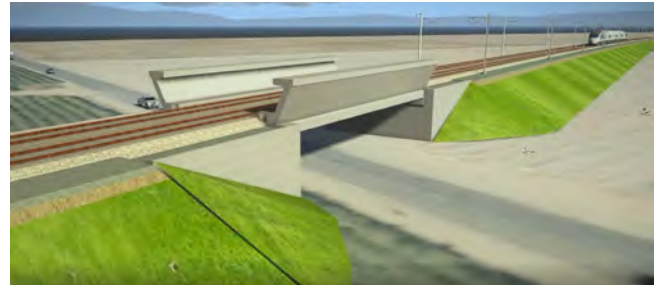


Figura 1. Infografía del puente isostático de un vano.



Figura 2. Trabajos de hormigonado de la losa inferior del tablero del puente isostático de un vano.

## *El control de la carga de los puntales: eficiencia y seguridad durante la construcción de estructuras de edificios*

- **Manuel Buitrago Moreno**  
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València. Investigador Posdoctoral.  
[mabuimo1@upv.es](mailto:mabuimo1@upv.es)
- **Pedro A. Calderón García**  
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València. Catedrático.  
[pcaldero@upv.es](mailto:pcaldero@upv.es)
- **José M. Adam Martínez**  
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València. Catedrático.  
[joadmar@upv.es](mailto:joadmar@upv.es)
- **Juan J. Moragues Terrades**  
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València. Catedrático.  
[jmorague@upv.es](mailto:jmorague@upv.es)
- **Juan Sagaseta Albajar**  
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. University of Surrey. Profesor Titular de Estructuras.  
[j.sagaseta@surrey.ac.uk](mailto:j.sagaseta@surrey.ac.uk)

#### PALABRAS CLAVE:

Colapsos, eficiencia, fisuras, ingeniería de la construcción, limitador de carga, optimización

#### RESUMEN

La construcción de edificios con estructura de hormigón armado se realiza, habitualmente, con la ayuda de puntales que se encar-

gan de transmitir las cargas de las plantas recién hormigonadas a las inferiores. Los principales problemas que presenta el empleo de puntales son: a) la aparición de cargas superiores a las previstas en los puntales, pudiendo provocar el colapso de toda la cimbra o incluso del edificio, b) la heterogeneidad de las cargas que reciben los puntales de una misma planta cimbrada, y c) la limitada variedad de puntales de que disponen las casas comerciales. Todo ello obliga a que, en la mayor parte de las ocasiones, los puntales empleados en las obras estén claramente sobredimensionados. En este artículo se presenta el nuevo dispositivo de control de la carga de los puntales (limitador de carga - LL por sus siglas en inglés), que fue desarrollado en ICITECH a partir de estudios teóricos avanzados, una intensa campaña experimental y la ejecución de una prueba de concepto. El artículo se compone de: 1) una breve recopilación de los trabajos experimentales y de validación llevados a cabo; y 2) el estudio realizado con simulación numérica avanzada para evaluar y cuantificar la posible mitigación del daño y el riesgo de fallo de estructuras de edificios durante su construcción. De los resultados obtenidos se puede afirmar que con el uso de LLs se consigue una mejora: de la seguridad, frente a fallos locales de la cimbra cuyas consecuencias podrían propagarse de forma desproporcionada; de la eficiencia estructural, con una mayor uniformidad en las cargas que reciben los puntales; y de los costes del sistema de apuntalamiento.

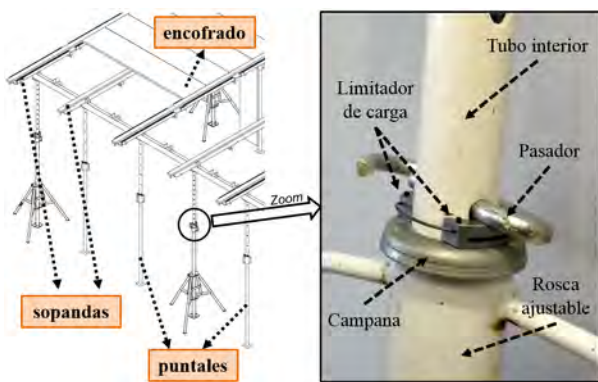


Figura 1. Esquema del sistema de apuntalamiento y detalle de un puntal con limitador de carga.



Figura 2. Principales ventajas del uso de LLs en puntales durante la construcción de edificios.

## Empujes sobre dovelas de hormigón reforzado con fibras: simulación y refuerzo óptimo

- **Alejandro Nogales Arroyo**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Catalunya. Estudiante de Doctorado. Dpto. de Ingeniería, Civil y Ambiental [alejandronogales@upc.edu](mailto:alejandronogales@upc.edu)
- **Albert de la Fuente Antequera**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Catalunya. Profesor Agregado. Dpto. de Ingeniería, Civil y Ambiental [Albert.de.la.fuente@upc.edu](mailto:Albert.de.la.fuente@upc.edu)

### PALABRAS CLAVE:

Hormigón reforzado con fibras, análisis no lineal, dovela prefabricada, túnel, empuje tuneladora

### RESUMEN

En los últimos quince años, el uso de fibras en el hormigón como refuerzo estructural ha ido en aumento. Entre las aplicaciones industriales donde el uso del hormigón reforzado con fibras (HRF) sustituye total o parcialmente la armadura pasiva tradicional destacan las dovelas prefabricadas para túneles excavados mediante tuneladora.

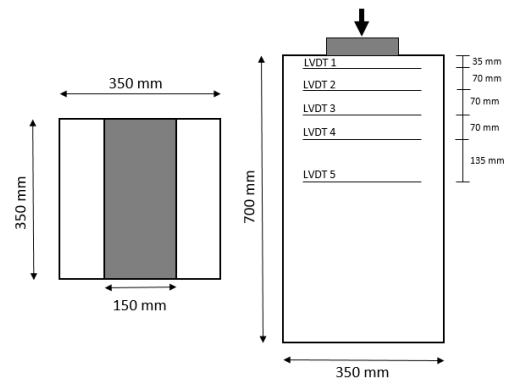


Figura 1. Ensayo Splitting. Configuración experimental.

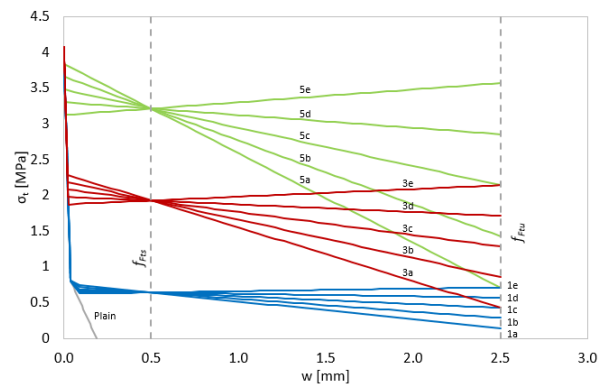


Figura 2. Ecuación constitutiva a tracción para las diferentes mezclas de hormigón.

En este tipo de estructuras, los escenarios más exigentes a nivel tensional se producen, en general, durante las fases de construcción (desencofrado, transporte, puesta en obra, empuje) que pueden dar lugar a fisuras que comprometan la durabilidad de la estructura y su vida útil. En particular, durante la excavación, la tuneladora se apoya en el anillo anterior y ejerce un empuje para seguir su avance, provocando cargas concentradas y unos patrones de tensiones en las dovelas con potencial fisuración asociadas. Estos estados tensionales suelen ser complejos de analizar y su magnitud difícil de acotar, conduciendo a que esta sea una carga que genere alta incertidum-



bre en relación al potencial comportamiento de la dovela y su refuerzo en esta fase de empuje.

Esta comunicación se centra en un análisis paramétrico de dovelas de HRF mediante un modelo no lineal de elementos finitos (MEF) capaz de reproducir el estado triaxial debido a cargas concentradas y el comportamiento no lineal del material. El modelo se calibra y contrasta con resultados de campañas experimentales de la literatura técnica.

El objetivo principal de esta investigación, orientada a su aplicación directa industrial, consiste en estudiar el efecto que tienen el empuje de los gatos en fase de avance junto con las principales variables geométricas y mecánicas que afectan a la respuesta de la dovela, y analizar cuáles son las configuraciones de refuerzo óptimas (fibras con/sin armadura tradicional) para hacer frente a los estados de tensión y fisuración que se generan.

## Estudio de la fisuración en vigas multicapa de hormigones con fibras de acero

- **Luis Carrillo Alonso**  
Dr Ingeniero de Caminos C. y P. Universidad Politécnica de Madrid. Profesor asociado ETSEM.  
[luis.alonso@upm.es](mailto:luis.alonso@upm.es)
- **Inmaculada Martínez-Perez**  
Universidad Politécnica de Madrid. Profesor ETSEM  
[i.martinez@upm.es](mailto:i.martinez@upm.es)
- **Jouzas Valivonis**  
Vilnius Gedeminas Technical university. Department of Reinforced Concrete and Masonry structures  
[jouzas.valivonis@vgtu.lt](mailto:jouzas.valivonis@vgtu.lt)
- **Álvaro Picazo Iranzo**  
Universidad Politécnica de Madrid. Profesor ETSEM  
[a.picazo@upm.es](mailto:a.picazo@upm.es)

### PALABRAS CLAVE:

Viga multicapa, hormigón con fibras, fisuración, elementos finitos.

### RESUMEN

El empleo de fibras de acero como refuerzo de vigas de hormigón armado ofrece claras ventajas en su comportamiento a fisuración. Cuenta en cambio con el inconveniente de su coste. Para eliminar esta desventaja, y asociado a procesos de prefabricación, se puede proponer el uso de las fibras sólo en aquellas zonas de una viga donde su contribución es relevante. De esta forma cobra sentido el uso de vigas multicapa en las que el refuerzo con fibras se coloca únicamente en las capas exteriores.

Los estudios realizados en relación al comportamiento a flexión de este tipo de vigas son escasos. Es por ello que, en colaboración con el VGTU, se procedió a desarrollar una campaña de ensayos, sometiendo a un conjunto de vigas multicapa al ensayo estándar de flexión en 4 puntos, comparándolas a su vez con otras series de vigas monolíticas de hormigón armado y de hormigón reforzado con fibras. En particular se analizó en detalle el proceso de deformación y fisuración de las vigas conforme avanzaba el proceso de carga de éstas hasta su rotura, encontrándose patrones de fisuración diferentes en el caso

de las vigas monolíticas y las multicapa. No se encontró en cambio desplazamiento relativo entre las distintas capas que conformaban éstas últimas.

Se compararon los resultados con los valores teóricos que predice la distinta normativa internacional en relación a la fisuración de hormigones convencionales y hormigones reforzados con fibras, comprobándose la aproximación de cada una de ellas a los resultados obtenidos.

Adicionalmente, para interpretar los resultados obtenidos en estos ensayos se procedió a realizar un estudio teórico mediante modelos de elementos finitos, donde se reproducía el proceso constructivo por fases de las distintas capas de hormigón, los cuales permitieron evaluar el comportamiento a fisuración y en consecuencia justificarlo.

La principal conclusión del estudio es que en el caso de las vigas multicapa, el decalaje temporal en la ejecución de las distintas capas, implica la aparición de unas tensiones longitudinales

provocadas por la diferente retracción de los hormigones que explica los resultados obtenidos. Así, la coacción que provocan las capas intermedias sobre las exteriores genera unos esfuerzos axiales de compresión en estas últimas y de tracción en las exteriores que lleva a un distinto patrón de fisuración en cada capa.

El estado de precompresión de la capa intermedia genera un “retraso” en la fisuración de esta capa que queda reflejado en la no continuidad de las fisuras iniciadas en la capa inferior, así como en el menor número de éstas. Adicionalmente, la no existencia de armadura longitudinal en esta zona impide el cosido de las fisuras generadas, lo que provoca que las aperturas de fisura medidas en la capa intermedia sean superiores a las de la capa exterior.

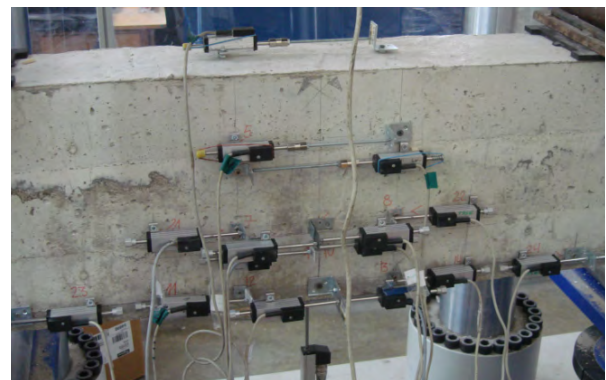


Figura 1. Disposición de extensómetros en viga.

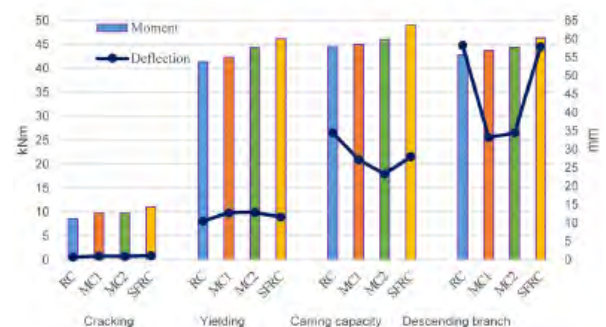


Figura 2. Momentos y deformaciones alcanzadas en los instantes singulares del ensayo.

## Estudio experimental del efecto tamaño en la resistencia a cortante de elementos de hormigón

- **Fernando Varela Puga**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Personal Investigador.  
[f.varela.puga@udc.es](mailto:f.varela.puga@udc.es)
- **Manuel F. Herrador Barrios**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor.  
[manuel.herrador@udc.es](mailto:manuel.herrador@udc.es)
- **Fernando Martínez Abella**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Catedrático.  
[fernando.martinez.abella@udces](mailto:fernando.martinez.abella@udces)
- **Manuel Paredes González**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Personal Investigador.  
[manuel.paredes@udc.es](mailto:manuel.paredes@udc.es)
- **Javier Eiras López**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor.  
[javier.eiras@udc.es](mailto:javier.eiras@udc.es)

### PALABRAS CLAVE:

Ensayos, esfuerzo cortante, modelización, normativa, efecto tamaño, videocorrelación.

### RESUMEN

El comportamiento de elementos de hormigón a cortante es y ha sido en la última época un tema de constante debate en el área de la ingeniería estructural. Existe gran distancia entre la realidad del fenómeno y la interpretación de las normativas, que suelen proporcionar expresiones semi-empíricas con ajustes basados en análisis estadísticos.

Dentro de este paradigma, asociado principalmente a elementos de hormigón armado, la reducción de la tensión tangencial media resistida a medida que aumenta su dimensión representativa, fenómeno conocido como *efecto tamaño*, se alza como uno de los aspectos a los que es necesario aportar más información empírica. Sin embargo, la experimentación en este campo es reducida debido a la dificultad de este tipo de ensayos en escalas representativas. Es en este punto donde se han centrado los esfuerzos de esta investigación, intentando identificar y cuantificar los mecanismos resistentes que aparecen en un elemento sometido a grandes solicitaciones tangenciales.

Para ello, se ha realizado una campaña experimental sobre vigas de canto elevado: 1.00 m (serie S), 1.50 m (serie M) y 2.00 m (serie L) de canto y con longitud suficiente para no incurrir en un efecto arco y, así mismo, poder realizar un ensayo a cortante sobre cada vano. Durante los ensayos se ha monitorizado y medido de manera directa (extensometría clásica) e indirecta (videocorrelación) los posibles mecanismos resistentes analizados en la bibliografía relativa: cabeza de compresión, armadura, armadura longitudinal y transmisión de tensiones en la fisura principal.

El presente documento expone los resultados de la campaña experimental descrita. Además, se realiza un estudio de la situación existente a día de hoy de la relación entre la realidad de la capacidad resistente a cortante de elementos de grandes

dimensiones y las interpretaciones realizadas por las normativas vigentes.

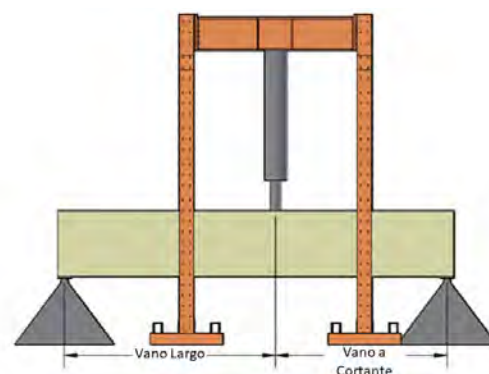


Figura 1. Disposición de ensayo.

## Estudio numérico del efecto tenso-rigidez en tirantes de hormigón armado con polímeros reforzados con fibras

- **Marta Baena Muñoz**  
Doctora Ingeniera Industrial. Universitat de Girona. Profesora Agregada.  
[marta.baena@udg.edu](mailto:marta.baena@udg.edu)
- **Lluís Torres Llinàs**  
Doctor Ingeniero Industrial. Universitat de Girona. Catedrático.  
[lluis.torres@udg.edu](mailto:lluis.torres@udg.edu)
- **Albert Turon Travesa**  
Doctor Ingeniero Industrial. Universitat de Girona. Profesor Titular.  
[albert.turon@udg.edu](mailto:albert.turon@udg.edu)
- **Ricardo Perera Velamazán**  
Doctor Ingeniero de Minas. Universidad Politécnica de Madrid. Catedrático.  
[ricardo.perera@upm.es](mailto:ricardo.perera@upm.es)

### PALABRAS CLAVE:

Adherencia, tenso-rigidez, polímeros reforzados con fibra, tirantes, fisuración, modelo numérico, estudio paramétrico.

### RESUMEN

El uso de Polímeros Reforzados con Fibras (PRF) se ha extendido como alternativa a las armaduras de acero básicamente en ambientes corrosivos. Las propiedades mecánicas de estos materiales (menor módulo de elasticidad, comportamiento lineal hasta rotura y mayor resistencia a tracción) hacen que el comportamiento de elementos de hormigón armados con PRF difiera del comportamiento del tradicional hormigón armado con acero, especial-

mente en cargas de servicio donde el hormigón armado con PRF puede presentar mayores flechas y aberturas de fisura.

La fisuración de elementos de hormigón armado está gobernada por la interacción entre hormigón y refuerzo. Esta interacción permite que el hormigón traccionado entre fisuras contribuya a la rigidez final del elemento, siendo de especial importancia en el diseño de estructuras armadas con materiales como los PRF con un menor módulo que el del armado convencional de acero.

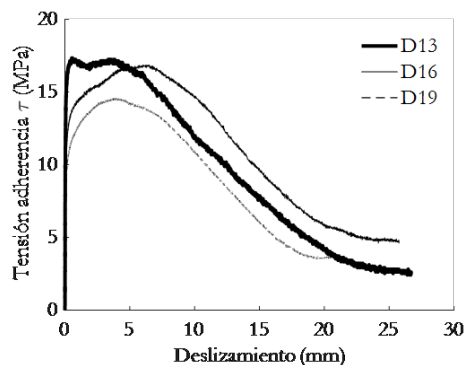


Figura 1. Curvas experimentales de tensión de adherencia-deslizamiento.

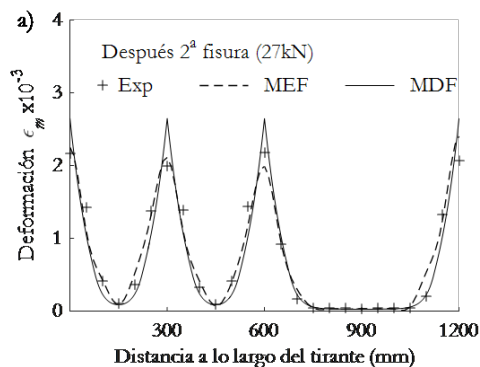


Figura 2. Comparativa de resultados del MDF con resultados experimentales y resultados del MEF. Distribución de deformaciones del refuerzo después de la aparición de la segunda fisura.

Los modelos analíticos existentes para el estudio del fenómeno tenso-rigidez fueron desarrollados en el ámbito del hormigón armado con acero. Su extensión hacia materiales no estandarizados (como los PRF) no es directa a causa principalmente de las diferencias en las propiedades mecánicas y adherentes con respecto del acero. Aun cuando se han realizado diferentes estudios experimentales sobre el comportamiento de elementos traccionados de hormigón armado con PRF, no se tiene un estudio de la incidencia de los diversos parámetros que difieren entre estos materiales en el efecto tenso-rigidez y por tanto en el comportamiento deformacional en servicio.

En esta comunicación se presenta un modelo numérico de análisis aplicado a elementos de hormigón armado sometidos a cargas de tracción. El modelo se alimenta de la relación tensión de adherencia-deslizamiento, siendo así versátil para simular cualquier tipo de refuerzo. La validación del modelo se realiza mediante comparación con resultados experimentales, así como con resultados obtenidos de un estudio mediante elementos finitos. El modelo se utiliza para realizar un estudio paramétrico

del efecto de las principales variables que puedan influir en el fenómeno tenso-rigidez de elementos de hormigón armados con PRF y que dependen del tipo de fibra utilizado en los PRF en combinación con el tipo de hormigón.

## Evaluación de esfuerzos cortantes en soportes debidos a retracción en edificios sin juntas

### • Maria del Carmen Vilches Plaza

Ingeniera de Caminos. Mecanismo Ingeniería. Ingeniero de Proyecto.  
[maricarmen.vilches@mecanismo.es](mailto:maricarmen.vilches@mecanismo.es)

### • Jacinto Ruiz Carmona

Dr. Ingeniero de Caminos. Mecanismo Ingeniería / UPM. Asociado /Prof. Asociado.  
[jacinto.ruiz@mecanismo.es](mailto:jacinto.ruiz@mecanismo.es)

### • Juan Rey Rey

Dr. Ingeniero de Caminos. Mecanismo Ingeniería / UPM. Director /Prof. Asociado.  
[juan.rey@mecanismo.es](mailto:juan.rey@mecanismo.es)

### PALABRAS CLAVE:

Juntas de dilatación, modelos cohesivos, efectos termohigrométricos, estructuras de hormigón.

### RESUMEN

La normativa actual (CTE-DB-AE) nos indica que a partir de una distancia entre juntas de dilatación de 40 metros es necesario realizar un análisis estructural teniendo en cuenta las acciones termohigrométricas. En numerosas ocasiones los requisitos funcionales o arquitectónicos conllevan diseños en los que es necesario rebasar esta distancia, teniendo el proyectista que incluir y justificar las citadas acciones en su proyecto, sin que existan criterios claros de cómo abordar el problema [1].

En este trabajo presentamos un análisis sobre los esfuerzos cortantes que se transmiten a los pilares sitos entre pie y cabeza de plantas donde exista diferente nivel de coacción frente a desplazamientos horizontales. Estos esfuerzos son debidos al acortamiento que sufre nuestra estructura por la retracción que, dada la citada diferencia en el nivel de coacción, provoca unos esfuerzos en los soportes [2].

Para realizar el análisis indicado se han utilizado modelos de materiales basados en Mecánica de la Fractura aplicada al hormigón. Los modelos se resuelven con el programa ATENA 2D, desarrollado por Cervenka Consulting. En el trabajo analizamos la influencia de la distancia entre juntas o longitud del edificio, la rigidez de los pilares y la distancia entre pilares. Se analiza el caso de pilares con la parte inferior coaccionada y la superior libre, situación que aparece en las plantas bajas de edificios, donde la planta baja esta coaccionada por los muros de sótano o cimentación. Finalmente se establece un método sencillo para la determinación de cortantes en soportes.

### Referencias:

- 1.- Arroyo, J.C., Proyecto de estructuras largas. Estrategias pseudo no-lineales, II Congreso de Consultores de Estructuras ACIES, 2008.
- 2.- Carmona, J.R., Rey-Rey, J. and Vegas, P. Eliminación de Juntas de Dilatación en Edificios de Hormigón Armado. Aplicación de Modelos Cohesivos No Lineales VII Congreso ACHE. 2017.

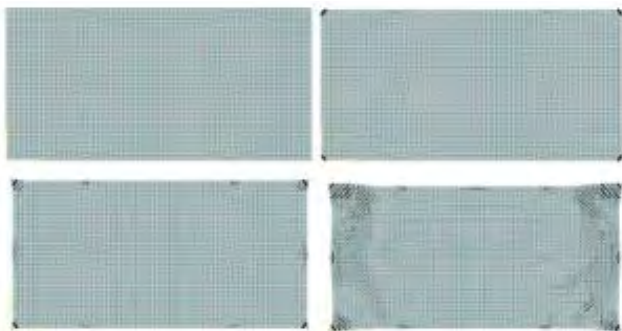


Figura 1. Evolución del patrón de fisuración de la losa para  $L=30m$ .

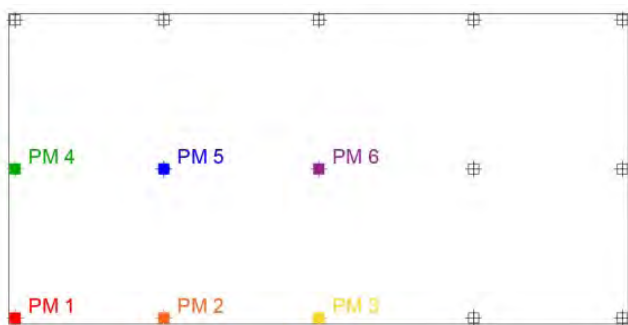


Figura 2. Situación general de los puntos monitorizados.

## Experimental Study and Code Predictions of Flexural Capacity of Near-Surface Mounted FRP Reinforced Concrete Beams

- **Cristina Barris Peña**  
Dra. Ingeniera Industrial. Universitat de Girona. Profesora Agregada.  
[cristina.barris@udg.edu](mailto:cristina.barris@udg.edu)
- **Carles Lores Catalán**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universitat de Girona. Máster Mec. Materiales y Estructuras (en curso).  
[clorescat@gmail.com](mailto:clorescat@gmail.com)
- **Younes Jahani**  
Ingeniero Civil. Universitat de Girona. Investigador en formación.  
[younes.jahani@udg.edu](mailto:younes.jahani@udg.edu)
- **Marta Baena Muñoz**  
Dra. Ingeniera Industrial. Universitat de Girona. Profesora Agregada.  
[marta.baena@udg.edu](mailto:marta.baena@udg.edu)
- **Lluís Torres Llinàs**  
Dr. Ingeniero Industrial. Universitat de Girona. Catedrático de Universidad.  
[lluis.torres@udg.edu](mailto:lluis.torres@udg.edu)

### KEY WORDS:

Strengthening, flexural capacity, Fibre Reinforced Polymers, Near-Surface Mounted, debonding.

### ABSTRACT

Fibre reinforced polymer (FRP) materials offer attractive properties compared to other strengthening materials for effectively strengthening existing reinforced concrete (RC) structures, such as lightweight, high strength, corrosion resistance or easiness of application high degree of cuttability. In the last decades, the near-surface mounted (NSM) strengthening

technique, which consists on placing the FRP into a groove previously cut in the concrete cover, has been presented as an improvement of the externally bonded technique, mainly because it improves the protection to the FRP material, the bond behaviour and the surface finishing. However, according to bibliography, results still show a difficulty in predicting the flexural capacity of NSM FRP RC beams due to premature debonding of the FRP from the concrete. Nowadays, several design codes and guidelines propose different approaches to predict debonding failure of NSM FRP RC beams.

This paper presents the experimental results on the flexural capacity of 29 RC beams strengthened with NSM FRP materials carried out at the University of Girona. All beams were tested under a 4-point bending configuration, although different dimensions, span lengths, reinforcing amounts and materials were used for comparison purposes. The resultant experimental flexural capacity of the beams is analysed and compared to a cracked section analysis, obtaining that in most of the beams the full flexural capacity is not attained due to premature debonding. The causes of debonding are analysed and, the results are compared to the debonding provisions of ACI 440.2R-15 design code, CSA S806-12 standard and the new fib Bulletin 90. Finally, conclusions are drawn.

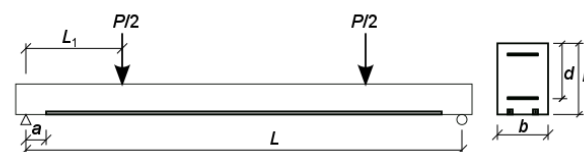


Figura 1. Test setup for the different experimental programmes.

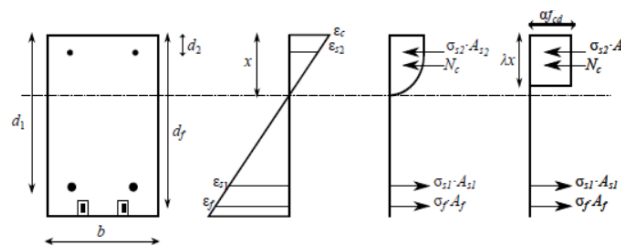


Figura 2. Sectional strains and forces in the cracked section.

## Flexural capacity of corroded post-tensioned concrete beams: Large scale tests and numerical simulation

- **Antonino Recupero**  
PhD. Università di Messina. Assistant Professor.  
[antonino.recupero@unime.it](mailto:antonino.recupero@unime.it)
- **Nino Spinella**  
PhD. Università di Messina. Research Fellow.  
[nino.spinella@unime.it](mailto:nino.spinella@unime.it)
- **Antonio Mari**  
Dr. Civil Engineering. Universitat Politècnica de Catalunya (Italy). Professor.  
[antonio.mari@upc.edu](mailto:antonio.mari@upc.edu)
- **Jesús M. Bairan**  
Dr. Civil Engineering. Universitat Politècnica de Catalunya (Italy). Assistant Professor.  
[jesus.miguel.bairan@upc.es](mailto:jesus.miguel.bairan@upc.es)

**KEY WORDS:**

Pos-tensioned, concrete, beam, corrosion, tests, flexure, strength, numerical, modelling, nonlinear analysis.

**ABSTRACT**

An experimental campaign on corroded post-tensioned concrete beams is being carried out at the University of Messina (Italy). The main goal of the research project is to study the influence of the tendon corrosion on the response behaviour of post-tensioned concrete beams subjected to a transversal load. In 2006, six beams were cast with a tendon placed at the centroid of the cross-section. Corrosion of the tendons was artificially induced in each specimen by injecting a chemical solution or an acid in some parts of the duct. The experimental results have showed how external causes, reproduced by artificial defects, can induce several critical issues, and undermine both the durability and the load bearing capacity of the beams. In addition, a non-linear and time dependent analysis model, developed at UPC in Barcelona, was used to simulate the response of the tested beams, with the purpose of experimentally verifying the capacity of the model to capture the effects of corrosion along the time. A parametric study was performed with the numerical model to capture the influence of the degree of corrosion, (defined as the % loss of steel mass) on the serviceability response and on the ultimate capacity. By comparing the theoretical and the experimental results, the degree of corrosion was estimated and compared with that observed subsequently on the tested beams. Good correlation was obtained, thus allowing the numerical model to be used as a “virtual lab” to study the influence of several parameters on the structural response of corroded post-tensioned beams.



Figura 1. Crack pattern at failure of beam T4a.

• **Jorge Rueda Contreras**

Dr Ingeniero de Caminos. UPM. Investigador.  
[jorge19599@gmail.com](mailto:jorge19599@gmail.com)

**PALABRAS CLAVE:**

Forjados, hormigón estructural, acciones, rehabilitación, probabilidad, seguridad.

**RESUMEN**

Los coeficientes de ponderación, ( $\gamma_f$ ), de las acciones de cargas permanentes y sobrecargas, que establecen los códigos estructurales para el dimensionamiento en ELU de resistencia, están en general tarados para que los elementos estructurales garanticen unas probabilidades de fallo, ( $P_f$ ), inferiores a unos límites preestablecidos, o, lo que es equivalente, que se alcancen unos valores de los factores de fiabilidad, ( $\beta$ ), establecidos en las propuestas de códigos probabilistas.

Para el caso de los forjados de edificación, fundamentalmente en los casos de rehabilitación de edificios, podrían resultar determinantes, para la aceptación de un forjado ya construido, los valores de los parámetros: acciones medias y coeficientes de variación de las acciones. Estos valores de los parámetros, para las acciones de pesos propios y cargas permanentes, podrían ser evaluados tras la oportuna toma de datos en el edificio.

La presente comunicación expone la metodología para el análisis y la realización de un análisis particularizado acerca de la incidencia que los parámetros estadísticos de las acciones (valores medios y desviaciones estándar) podrían tener en la seguridad estructural de los forjados unidireccionales de hormigón estructural, en un edificio ya construido, y, en consecuencia, como podría verse condicionada su aceptabilidad por razones de seguridad, si no se recurre a su refuerzo.

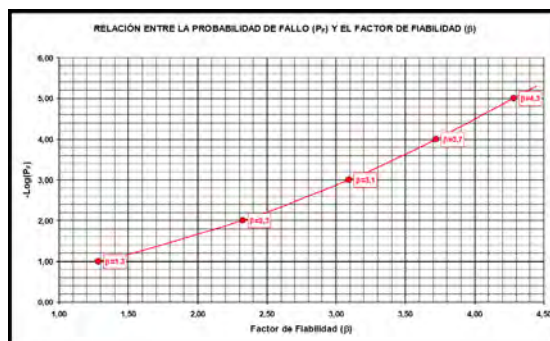


Figura 1. Relación entre  $\beta$  y  $-\text{Log}(P_{f(R,S)<0})$ .

**Influencia de la variabilidad de las acciones en la seguridad de los forjados unidireccionales de hormigón estructural**

- **Elena Diaz Heredia**  
Dr Ingeniero de Caminos. INTEMAC. Jefe de Ejecución.  
[ediaz@intemac.es](mailto:ediaz@intemac.es)
- **David Fernández Montes**  
Dr Ingeniero de Caminos. BETAZUL. Director Técnico  
[david.fernandez.montes@upm.es](mailto:david.fernandez.montes@upm.es)
- **Enrique González Valle**  
Dr Ingeniero de Caminos. INTEMAC. Consejero.  
[egonzalezvalle@yahoo.es](mailto:egonzalezvalle@yahoo.es)

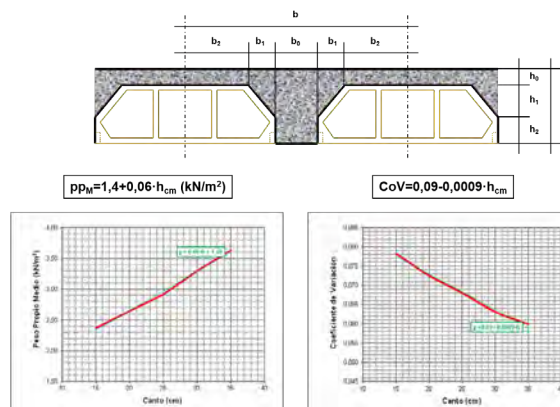


Figura 2. Tipo de forjado unidireccional y valores estadísticos.

## Influencia de las péndolas rígidas en el comportamiento estructural de puentes arco de tipo bow-string

- **Juan Manuel García Guerrero**  
Dr. Ingeniero de Caminos, CC. y PP. Universidad Politécnica de Cartagena.  
Investigador posdoctoral.  
[gguerrero2@hotmail.com](mailto:gguerrero2@hotmail.com)
- **Juan José Jorquera Lucerga**  
Dr. Ingeniero de Caminos, CC. y PP. Universidad Politécnica de Cartagena.  
Profesor contratado doctor.  
[juanjo.jorquera@upct.es](mailto:juanjo.jorquera@upct.es)

### PALABRAS CLAVE:

Puente arco, péndola rígida, articulación, disposición de cables, diseño conceptual, diseño preliminar.



Figura 1. Ejemplo de péndolas articuladas. Puente del cañuelo, España. Fuente: Juan José Jorquera Lucerga.

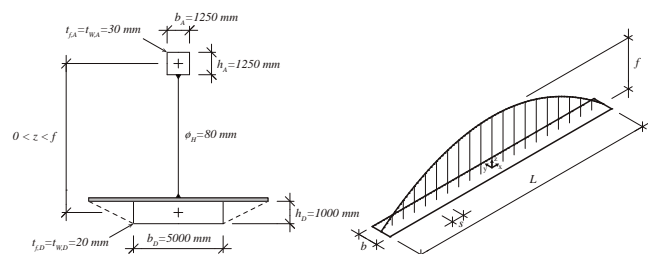


Figura 2. Puente de referencia.

### RESUMEN

En los puentes arco atirantados, la forma en la que se conecta el arco y el tablero puede llegar a ser crucial en la transmisión de esfuerzos entre ambos elementos. El tablero se une al arco normalmente mediante péndolas hechas con cables articulados que son capaces de resistir solo fuerzas axiales. Sin embargo, el uso de péndolas rígidas produce una mejora en el comportamiento estructural del puente, ya que estas son capaces de resistir, además de esfuerzos axiales, esfuerzos cortantes y momentos flectores, con lo que esta tipología de péndolas es muy usada en puentes arco, como consecuencia de los grandes esfuerzos a los que están sometidos. El objetivo de esta ponencia es estudiar el efecto de las péndolas rígidas, fijas y con articulaciones en los extremos o a diferente altura, en el comportamiento de los puentes arco atirantados, también conocidos como tipo *bow-string*, con la intención de ser una

herramienta de diseño para los proyectistas en las primeras etapas del proyecto. La mayoría de las péndolas rígidas consideradas en el estudio son de sección constante, pero también se analizan péndolas rígidas de sección variable. En la ponencia se muestra la reducción, en términos generales, de esfuerzos y flechas, así como el mejor comportamiento frente a la inestabilidad por pandeo.

## Influencia del efecto escala en los parámetros de diseño de hormigón reforzado con fibras

- **Eduardo Galeote Moreno**  
Dr. Ingeniero de la Construcción. Universidad Politécnica de Cataluña. Investigador post-doctoral.  
[eduardo.galeote@upc.edu](mailto:eduardo.galeote@upc.edu)
- **Ana Blanco Álvarez**  
Dra. Ingeniera de Caminos. Loughborough University Profesora lectora.  
[A.Blanco-Alvarez@lboro.ac.uk](mailto:A.Blanco-Alvarez@lboro.ac.uk)
- **Albert De La Fuente Antequera**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Universidad Politécnica de Cataluña. Profesor agregado.  
[albert.de.la.fuente@upc.edu](mailto:albert.de.la.fuente@upc.edu)

### PALABRAS CLAVE:

Efecto escala, hormigón con fibras, diseño, ecuación constitutiva, resistencia residual.

### RESUMEN

Los modelos constitutivos orientados al diseño de hormigón reforzado con fibras (HRF) generalmente asumen que las dimensiones del elemento no influyen en el comportamiento a tracción o flexión. No obstante, el efecto escala hace que elementos de mayor tamaño presenten una menor resistencia, por lo que la aplicación directa de los modelos constitutivos para el diseño estructural a escala real puede llevar a diseños por el lado de la inseguridad. En este aspecto, resulta de gran importancia determinar el alcance del efecto escala especialmente durante el proceso de caracterización del material para el cálculo de los parámetros que definen el modelo constitutivo.

En el *fib* Model Code 2010, los parámetros que definen las ecuaciones constitutivas para HRF se obtienen mediante ensayos de flexotracción en probetas de 150×150×600 mm. Sin embargo, la utilización de probetas de menores dimensiones puede simplificar y agilizar el proceso de ensayo, además de proporcionar resultados más representativos para elementos esbeltos de HRF debido a las variaciones en la distribución y orientación de las fibras según el tamaño de la sección. En este caso, es necesario establecer una estrategia para determinar los parámetros del modelo constitutivo para HRF dado que las normativas no establecen criterios específicos para determinar dichos parámetros en base a probetas con dimensiones no estandarizadas.

Así, este trabajo plantea el uso de la rotación de la probeta como alternativa a la abertura de fisura (CMOD) para establecer los valores  $f_{R1}$  y  $f_{R3}$  del modelo constitutivo. Para ello, se ha determinado experimentalmente la resistencia residual de probetas de HRF de dimensiones 40×40×160, 100×100×400 y 150×150×600 mm y se ha simulado su comportamiento mediante un modelo analítico. Los resultados muestran que un

enfoque basado en la rotación de la probeta en lugar de la abertura de fisura lleva a resultados menos influenciados por el efecto escala.

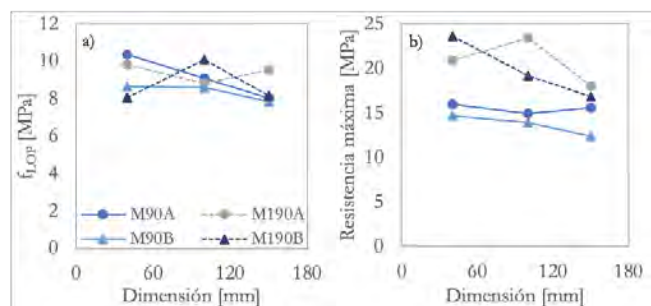


Figura 1. Efecto escala en a) fLOP y b) resistencia máxima.

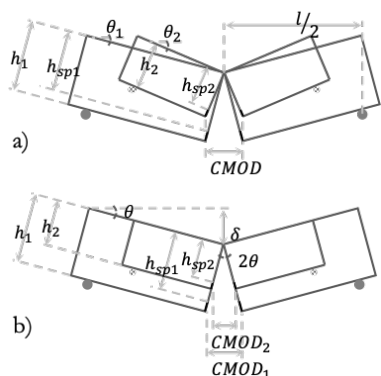


Figura 2. Enfoques a) FCO y b) ECO.

las dos laderas escarpadas del Tajo, es la solución más natural y coherente, creando una perspectiva armónica con el entorno y en perfecta simbiosis con el puente romano.

Se ha buscado en el diseño del arco la sencillez y la elegancia, la pureza formal alejada de todo barroquismo y afectación, dentro de un orden clásico contrastado en el diseño de arcos. Se ha buscado el minimalismo y la austeridad para no robar un ápice de protagonismo al puente romano.

Arco y tablero se diseñan como estructuras mixtas de acero y hormigón. El acero utilizado es acero de resistencia mejorada a la corrosión (acero corten) que adquiere una pátina de óxido que se integra perfectamente con el color de la oxidación férrica de las pizarras de la zona.

El puente principal con una longitud de 275 m que discurre sensiblemente paralelo al puente romano de Alcántara, constituido por un arco de principal de 180 metros de luz que salva el cauce ordinario del río Tajo y unos vanos de acompañamiento laterales: cinco vanos en la margen izquierda del río y un vano en la margen derecha.



Figura 1. Puente romano de Alcántara.

## Proyecto del nuevo puente arco de Alcántara en la EX117 (Cáceres)

- **Ramón Sánchez De León**  
Ingeniero de Caminos. ESTUDIO AIA. Director de Obra Civil.  
[sanchezdeleon@estudioaia.com](mailto:sanchezdeleon@estudioaia.com)
- **Alberto Herrera Gómez**  
Ingeniero de Caminos. ESTUDIO AIA. Departamento de Estructuras.  
[aherrera@estudioaia.com](mailto:aherrera@estudioaia.com)
- **Francisco Sánchez De León**  
Arquitecto. ESTUDIO AIA. Director de Arquitectura.  
[fsanchezdeleon@estudioaia.com](mailto:fsanchezdeleon@estudioaia.com)

### PALABRAS CLAVE:

Arco, mixto, costillas, autocompactante, acero, pizarras, romano.

### RESUMEN

El puente romano de Alcántara soporta actualmente un importante tráfico rodado de vehículos pesados que circulan por la EX117 que está deteriorándolo considerablemente. Ante esta situación la Junta de Extremadura, a través de la Dirección General de Carreteras, convocó un concurso para la construcción de un nuevo puente.

La construcción de un puente paralelo al antiguo puente romano de Alcántara supone un fuerte reto para los ingenieros que sentimos el diseño de puentes como algo vocacional, no en vano, dos mil años de historia nos contemplan. Después de pasar largas horas en el entorno del puente llegamos a la conclusión de que un arco de tablero superior, encajado entre

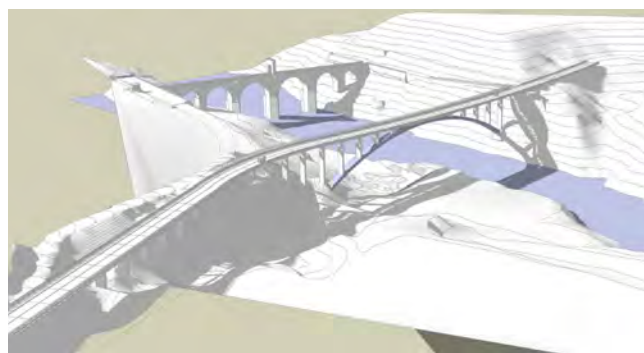


Figura 2. Infografía de la relación entre el puente romano y la nueva estructura.

## Reemplazo de dos puentes atirantados sobre el Rin: el puente de Leverkusen y el puente de Duisburg

- **Wolfgang Eilzer**  
[wolfgang.eilzer@lap-consult.com](mailto:wolfgang.eilzer@lap-consult.com)
- **Michael Müller**  
[michael.mueller@lap-consult.com](mailto:michael.mueller@lap-consult.com)
- **Mark Schumm**  
[mark.schumm@lap-consult.com](mailto:mark.schumm@lap-consult.com)
- **Martin Romberg**  
[martin.romberg@lap-consult.com](mailto:martin.romberg@lap-consult.com)

- **Rafael Rodríguez (Contact Author)**  
[rafael.rodriguez@lap-consult.com](mailto:rafael.rodriguez@lap-consult.com)
- **Fernando Gutiérrez**  
[fernando.gutierrez@lap-consult.com](mailto:fernando.gutierrez@lap-consult.com)

**PALABRAS CLAVE:**

Fatiga, losa ortótropa, atirantado, reemplazo, ripado, empujado.

**RESUMEN**

Los puentes atirantados de Leverkusen y Duisburg-Neuenkamp se terminaron de construir en 1965 y 1970 respectivamente. Ambos son puentes de cajón metálico con losa ortótropa, de los primeros en ser soldados casi en su totalidad. Ambos son también cruces emblemáticos sobre el Rin, hitos de la historia de la ingeniería de puentes. Diseñados para unas cargas y volúmenes de tráfico muy inferiores a los que han soportado durante décadas, vienen registrando desde hace años daños y reparaciones asociados a la fatiga. Ante las proyecciones de tráfico futuras, ambos puentes requieren con urgencia el reemplazo por nuevos puentes, asegurando el mantenimiento del tráfico en todas las fases de la construcción.

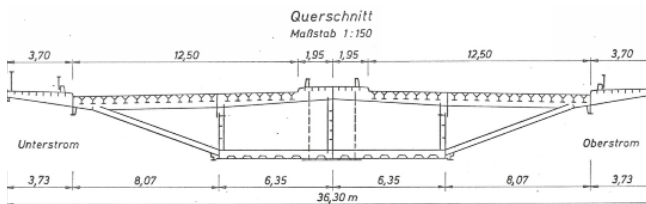


Figura 1. Puente existente sobre el Rin en Duisburg-Neuenkamp.

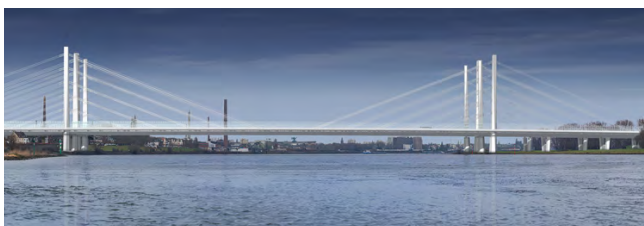


Figura 2. Visualización final del Duisburg Bridge  
© A. Kneipke, Rostock.

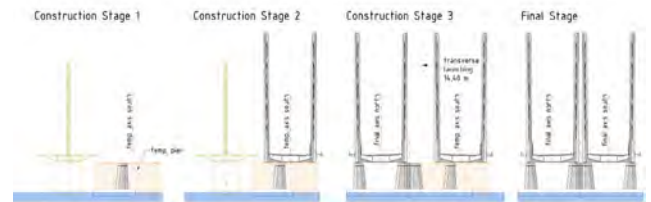


Figura 3. Proceso constructivo: ripado transversal del puente completo (LAP).

## Research on Robustness of Concrete Flat Slab Buildings

- **Manuel Buitrago**  
Dr. ICITECH. Postdoctoral Fellow. Universitat Politècnica de València.  
[mabuimol@upv.es](mailto:mabuimol@upv.es)
- **Ghobad Shahnazi**  
ICITECH. PhD Student. Universitat Politècnica de València.  
[gshahna@upv.es](mailto:gshahna@upv.es)
- **Juan Sagaseta**  
Dr. Department of Civil and Environmental Engineering. Senior Lecturer. University of Surrey.  
[j.sagaseta@surrey.ac.uk](mailto:j.sagaseta@surrey.ac.uk)
- **Elisa Bertolesi**  
Dr. Department of Civil and Environmental Engineering. Lecturer. Brunel University London.  
[elisa.bertolesi@brunel.ac.uk](mailto:elisa.bertolesi@brunel.ac.uk)
- **Pedro A. Calderón**  
Dr. ICITECH. Full Professor. Universitat Politècnica de València.  
[pcaldero@upv.es](mailto:pcaldero@upv.es)
- **Juan J. Morague**  
Dr. ICITECH. Full Professor. Universitat Politècnica de València.  
[jmorague@upv.es](mailto:jmorague@upv.es)
- **José M. Adam**  
Dr. ICITECH. Full Professor. Universitat Politècnica de València.  
[joamar@upv.es](mailto:joamar@upv.es)

**KEY WORDS:**

Progressive collapse, structural robustness, flat slab construction, reinforced concrete buildings, experimental work, dynamic punching, construction engineering.

**ABSTRACT**

Reinforced concrete flat slabs are commonly used in construction due to their efficient span-depth ratio, uniform soffit and storey-height economy. Early field studies after World War II on structural robustness of flat slab buildings subjected to localised damage indicated that such structures can resist significant local damage (i.e. column and slab removal) without collapsing in a progressive manner. This enhanced behaviour has long been attributed to continuity and alternative load paths available through two-way bending and membrane action. Subsequent research on further structural failures including flat slabs and other forms of construction has shown that accidental actions (e.g. vehicle impact, blast, fire), poor design or construction can lead to significant local damage which in turn can trigger horizontal and vertical collapse propagation. Theoretical and analytical models developed by different researchers suggest that the deformation capacity of slab-column connections play an important role on



whether progressive collapse can be arrested. This paper shows the preliminary analysis of the test results of a real scale pilot building test carried out at ICITECH of Universitat Politècnica de València. The results are compared with theoretical predictions and discussed in the context of Eurocode tying requirements. Whilst the structure was compliant with these requirements the results suggest that the structure was able to sustain a sudden column removal due to the flexural slab deformations, with the help of the Vierendeel behaviour, and without the significant activation of ties in this case. It is worth noting that the flexural slab deformations can be limited by the deformation capacity of the slab-column connections which is governed by dynamic punching and moment transfer which is not commonly checked explicitly in practice.

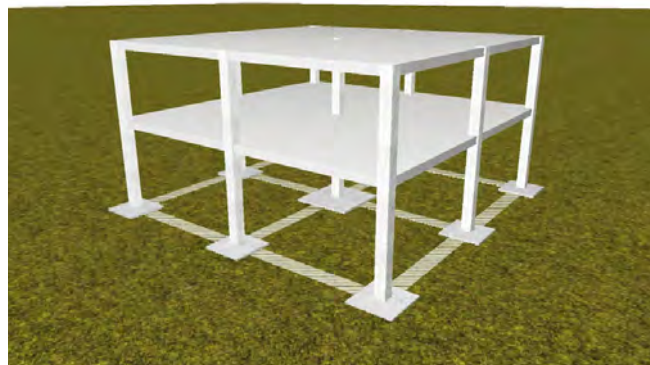


Figure 1. 3D view of the design.



Figure 2. Activation of an alternative load path based on the infill masonry walls.

## *Ripado transversal de tablero para la ampliación de cuatro puentes en el desfiladero de la Hermida, norte de España*

### • Felipe Collazos-Arias

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dirección General de Carreteras – MFOM. Profesor Asociado Unican-Giteco Dpto de Ttes.  
[fcollazos@fomento.es](mailto:fcollazos@fomento.es)

### • Fátima Otero-Viéitez

Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Grupo Puentes. Directora de Grandes Proyectos y S.T.

[fotero@puentes.com](mailto:fotero@puentes.com)

### • Jorge Caride-Coello

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Grupo Puentes. Director de sistemas en Estructuras

[jcaride@estructuras.es](mailto:jcaride@estructuras.es)

### PALABRAS CLAVE:

puentes de fábrica, ripado, ampliación de tablero, postensado, tráfico, medio ambiente, peatones, protección civil.

### RESUMEN

El objeto del presente artículo es desarrollar, la historia, así como las últimas actuaciones ejecutadas en la carretera N-621, a su paso por el Desfiladero de la Hermida, en España, y concretamente en cuatro puentes de fábrica que datan del siglo XIX, para dotar a estos de unas condiciones de circulación dentro de unos márgenes aceptables de seguridad vial, y a la vez definiendo una actuación compatible con la riqueza medioambiental existente en todo el área, mejorando sustancialmente las actuales condiciones, y con un coste ampliamente compensado por la funcionalidad que se ha de conseguir.



Figura 1. Puente de Estragueña.



Figura 2. Armado del tablero previo al hormigonado.

Hay ciertas zonas a lo largo del trazado del Desfiladero de la Hermida en el cual el ancho de plataforma disponible, aproximadamente 5.5 m, es claramente insuficiente para el cruce de vehículos, obligando a la detención y espera de uno de ellos.

Para solventarlo, se ha construido aguas abajo del puente existente, el tablero del nuevo puente y se ha procedido al ripado, hasta su posición definitiva, ligeramente a superior cota del actual tablero, por medio de una estructura auxiliar. Con este proceso constructivo se consigue que la afección sobre el tráfico sea mínima, así como al medio ambiente, puesto que la mayor parte del tablero se ha construido a escasos metros de la vía sin

necesidad de interrumpir la circulación de vehículos tan solo durante dos semanas. Hay que destacar que durante la ejecución de la obra y maniobra de ripado, durante el corte total de tráfico, se estableció un horario de paso por la zona de obras para alumnos de los colegios adyacentes, y dada las características del itinerario, se coordinó un procedimiento en caso de emergencias durante el periodo de obras con el Gobierno de Cantabria para poder circular por la zona en caso de extraordinaria necesidad. En total se interrumpió la circulación de vehículos durante 8 semanas de lunes a viernes para ejecutar los cuatro puentes.

## Robustness Design Made Easy

- **Peter Tanner**  
PhD, Civil Engineering. Eduardo Torroja Institute for Construction Science.  
[tannerp@ietcc.csic.es](mailto:tannerp@ietcc.csic.es)
- **Ramon Hingorani**  
PhD, Civil Engineering. Eduardo Torroja Institute for Construction Science  
[hingorani@ietcc.csic.es](mailto:hingorani@ietcc.csic.es)
- **Carlos Lara Sarache**  
Civil Engineer. Eduardo Torroja Institute for Construction Science.  
[carloslara@ietcc.csic.es](mailto:carloslara@ietcc.csic.es)

### KEY WORDS:

Load-bearing system, structural safety, target reliability, system reliability, local failure, progressive collapse, robustness, key element, alternative load paths, segmentation.

### ABSTRACT

In spite of their importance for structural performance, robustness considerations are not substantiated in detail in current codes and standards. Going out from this unsatisfactory situation, a practical approach for a risk-based design of robust structures is suggested in the present contribution. The proposal, which may also be adapted for the assessment of existing structures, generally envisages continuous, ductile structural systems due to their inherent advantages for persistent and identified accidental design situations, such as moment redistribution capacity and energy dissipation. In order to avoid progressive collapse given the occurrence of local failure due to unidentified accidental actions, either alternative load paths or predefined collapse mechanisms should be built into such systems. A procedure is proposed to achieve coincidence between assumed and real mechanisms in case of key member failure. For the design or assessment of such key members, risk-based target reliability indices are provided considering both, persistent and accidental situations.

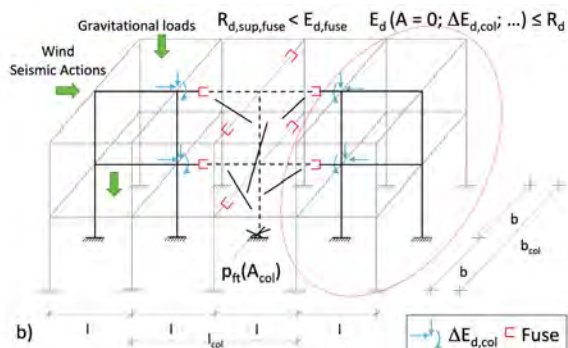


Figure 1. Schematic representation of the verifications. Case A.

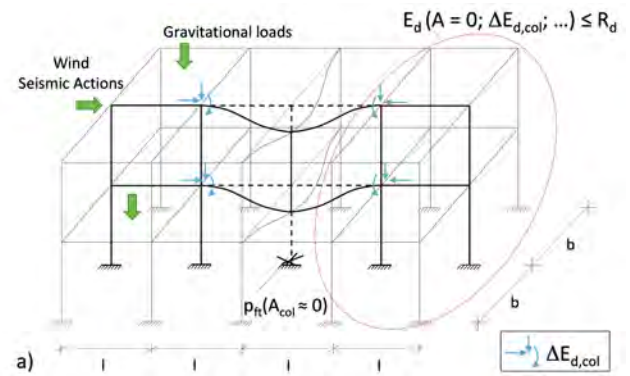


Figure 2. Schematic representation of the verifications. Case B.

## Seismic Design of the Gerald Desmond Replacement Bridge

- **Josh Mattheis**  
Civil Engineer. Arup. Associate Principal.  
[josh.mattheis@arup.com](mailto:josh.mattheis@arup.com)
- **Andy Dodds**  
Civil Engineer. Arup. Associate.  
[andy.dodds@arup.com](mailto:andy.dodds@arup.com)
- **Kevin Acosta**  
Civil Engineer. Arup. Associate.  
[kevin.acosta@arup.com](mailto:kevin.acosta@arup.com)
- **Matt Carter**  
Civil Engineer. Arup. Director  
[matt.carter@arup.com](mailto:matt.carter@arup.com)

### KEY WORDS:

Cable stayed bridge, composite deck, seismic bridge design, performance based design, liquefaction, fluid viscous dampers

### ABSTRACT

The Gerald Desmond Bridge Replacement is a 610-meter cable-stayed bridge with 157-meter tall mono-pole towers, steel ladder-deck main span acting compositely with precast lightweight concrete panels and two 1800-meter long approach viaducts. Late in 2012, the Port of Long Beach in collaboration with the California Department of Transportation awarded a design and construction contract to the Shimmick / FCC / Impregilo JV (SFI) to construct the project. Final design services are performed by Arup North America Ltd in association with Biggs Cardosa Associates.

The cable stayed main span bridge is the longest structure of its type on the highly seismic West Coast of the United States. The critical nature of the roadway network created by the bridge features performance criteria including a 100-year design life, a 1,000-year return period seismic event for safety, and a 100-year seismic event for functional performance evaluation.

This paper explores several seismic-oriented detailed design features of the ground-breaking cable stayed bridge. The use of fused fluid viscous dampers to dissipate seismic energy, seismic interaction with adjacent approach bridge structures and the performance design basis of deep foundations in liquefiable soil are detailed to explain how performance criteria

were translated through the design process into a functioning structure.

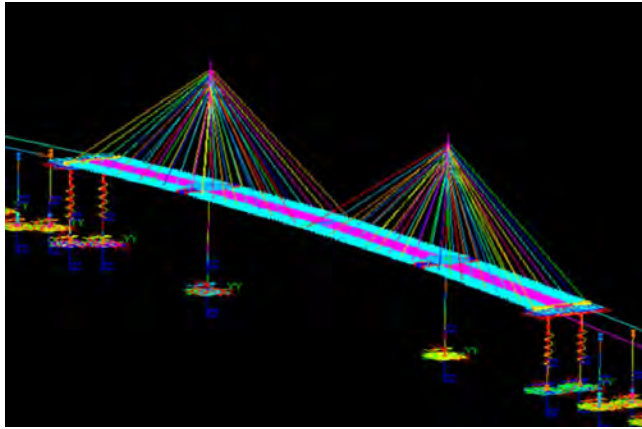


Figure 1. Dynamic modeling.



Figure 2. Fault Map.

## Soil-Structure Interaction of a Pile Wall

- **Jorge Castro González**  
PhD. University of Cantabria, Lecturer.  
[castrojj@unican.es](mailto:castrojj@unican.es)
- **Almudena Da Costa García**  
PhD. University of Cantabria. Lecturer.  
[dacostaa@unican.es](mailto:dacostaa@unican.es)
- **Jon Justo Urrutia**  
Civil Engineer. University of Cantabria. Researcher.  
[justoj@unican.es](mailto:justoj@unican.es)
- **César Sagaseta Millán**  
PhD. University of Cantabria. Emeritus Professor.  
[sagasetac@unican.es](mailto:sagasetac@unican.es)
- **Jorge Cañizal Berini**  
PhD. University of Cantabria. Lecturer.  
[canizalj@unican.es](mailto:canizalj@unican.es)
- **Marina Miranda Manzanares**  
PhD. University of Cantabria. Lecturer.  
[mirandama@unican.es](mailto:mirandama@unican.es)
- **Elena Varela Rodríguez**  
Civil Engineer. University of Cantabria. Researcher.  
[elena.varela@unican.es](mailto:elena.varela@unican.es)
- **Juan Casanueva Arpide**  
Geologist and Mining Engineer. CMC Ingenieros. Head of Geotechnical Department  
[jca@cmcingenieros.es](mailto:jca@cmcingenieros.es)

### KEY WORDS:

Piles; wall; earth retaining structures; bending moments; ground anchors; field measurements; numerical analyses; finite element analyses.

### ABSTRACT

The construction of an industrial unit required a 10-meter-deep excavation at the toe of a steep natural slope with signs of previous instabilities. The adopted solution was a soldier pile wall with several levels of ground anchors. On the other hand, several remediation measures (horizontal drains, driven steel piles (rail segments), ground anchors and bolted steel meshes) were also used to increase the slope stability and reduce earth and water pressures on the pile wall. Limit equilibrium and finite element analyses were performed for the design of those remediation measures. Finite element analyses provided useful information about bending moments in the pile wall and anchor forces. Detailed instrumentation, namely inclinometers, anchor load cells and topographical surveying, was used to monitor the performance of the wall and the slope. After construction completion, additional numerical analyses (Winkler beam method) and comparisons between field measurements and numerical analyses were performed to gain a deeper understanding of the soil-structure interaction.



Figure 1. Top view of the industrial unit and the different zones of the pile wall under study.

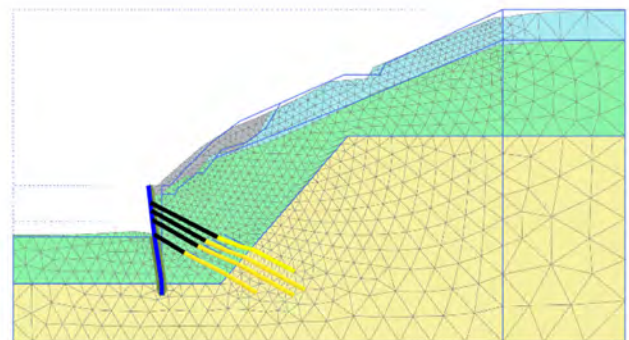


Figure 2. Finite element model and mesh. Predicted displacements.

---

## Structural Analysis of the Separation Between Sleepers in Railway Tracks

- **Roberto Sañudo Ortega**  
PhD. University of Cantabria. Senior Researcher.  
[roberto.sanudo@uncian.es](mailto:roberto.sanudo@uncian.es)
- **Jose Nuno Varandas**  
PhD. Universidade Nova de Lisboa. Assistant Professor.  
[jnsf@fct.unl.pt](mailto:jnsf@fct.unl.pt)
- **Borja Alonso Oreña**  
PhD. University of Cantabria. Assistant Professor.  
[borja.alonso@unican.es](mailto:borja.alonso@unican.es)
- **Marina Miranda Manzanares**  
PhD. University of Cantabria. Assistant Professor.  
[marina.miranda@unican.es](mailto:marina.miranda@unican.es)
- **João Pombo**  
PhD. University of Huddersfield. Professor.  
[J.Pombo@hud.ac.uk](mailto:J.Pombo@hud.ac.uk)
- **Luigi Dell'olio**  
PhD. University of Cantabria. Professor.  
[Luigi.delloio@unican.es](mailto:Luigi.delloio@unican.es)

### KEY WORDS:

Concrete, sleepers' distance, railways, vertical displacements, vertical stress.

### ABSTRACT

The biggest cost driver for the development of new railway routes and for the operation of the existing ones is the construction and maintenance of the track structure. Sleepers and fastenings are the most numerous elements on the track and railway administrators worldwide generally use a fixed separation between them. Therefore, the cost per km of these elements is directly proportional to their number along the track. For this reason, one of the simplest ways to reduce track construction costs is to decrease the number of these elements. In the literature the values used in the track design based on experience, with limited scientific support.

The objective of this study is to establish an optimal distance between sleepers in order to decrease the track construction costs without jeopardizing the structural integrity of the track components. Preliminary analyses have shown that the distance between sleepers can be increased and, therefore, it is possible to reduce the construction costs of the railway superstructure. Initially, a modelling approach for the separation between sleepers in the track is proposed. This will help to assess the effects of different separations and the consequences in the track superstructure. For this purpose, static and dynamic analyses, using a finite element methodology, of a track section will be studied. The numerical studies and modelling approaches will be calibrated and supported by laboratory experiments (static, dynamic and fatigue tests).

The research-based values for the optimal distance between sleepers proposed can be used not only in the construction of new rail routes, but also in the renewal/maintenance phase of existing ones. For this purpose, a feasibility study to put in practice this solution will be provided to see the technical and economic advantages of increasing the sleepers distance.

This work will contribute to improve competitiveness of the railway transport.

It is important to point that there is a lack of scientific justification to this distance, so this research also tries to give scientific support to this current distance.



Figure 1. Usual distance between sleepers in Europe 0.6 m in High Speed and conventional ballast track.

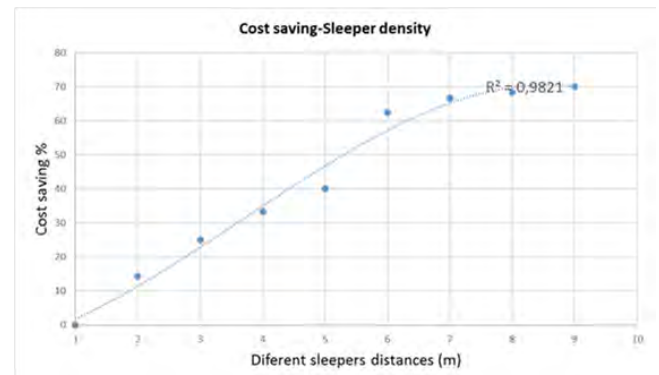


Figure 2. Cost savings vs sleeper's density. X values correspond to sleepers' distance.

---

## Structural behaviour of network arch bridges with laterally inclined arches

- **Borisa Kovac**  
MSc Structural Engineering, Universitat Politècnica de Catalunya. ETS de Ingenieros de Caminos. PhD Candidate.  
[borisakovac@gmail.com](mailto:borisakovac@gmail.com)
- **Enrique Mirambell**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Universitat Politècnica de Catalunya. ETS de Ingenieros de Caminos. Catedrático.  
[enrique.mirambell@upc.edu](mailto:enrique.mirambell@upc.edu)

### KEY WORDS:

Network arch bridge, inclined arch, structural steel tube, tied arch.

### ABSTRACT

The paper describes a broad parametric study of the structural behaviour of network arch bridges with laterally inclined arches under vertical and lateral loading. Most of the studies have been conducted on systems with parallel arches, however following the increase in number of recently constructed

network arch bridges with inclined arches, it was necessary to conduct an investigation in this field with the aim to develop the tools and guidelines for the design. Influence of the angle of network arches, type of the upper bracing, f/L arch ratio, number and the angle between the hangers in the radial distribution on structural behaviour of the bridge members is investigated for both the bridge models with parallel and inclined arches. Investigation is conducted on five separate studies using precise three-dimensional models with tubular arch profiles combined with orthotropic steel deck tie. Vertical traffic and lateral wind load models defined per EN norms include uneven loading across the width and length of the deck with the purpose to explore the advantage of inclined arch geometry in wider decks. Design recommendations derived from the paper are compared with recently constructed bridges. Analysis of results concerning optimum values of each investigated parameter is also presented.

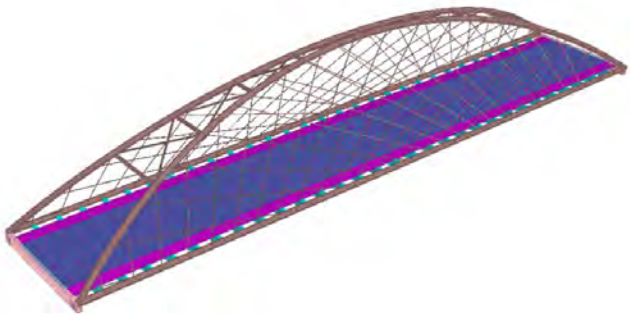


Figure 1. Three-dimensional base model with inclined arches.

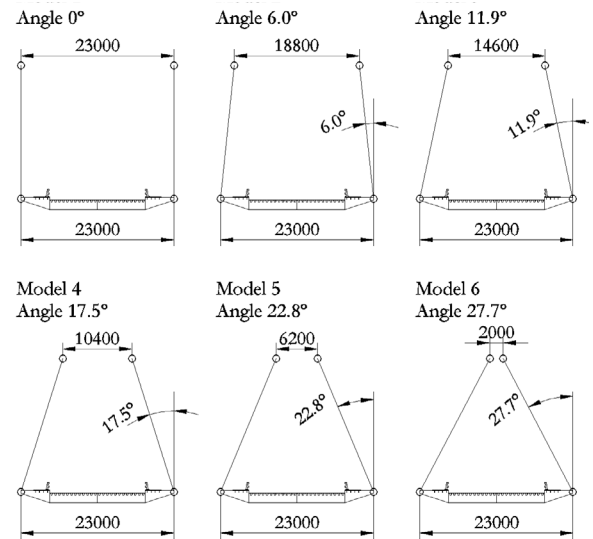


Figure 2. Models for the analysis of the influence of the angle of the arches.



**ACHE** ACTAS DE  
CONGRESO ACHE 2022

A 3D architectural rendering of several tall, white, rectangular structural columns. Each column has a series of horizontal, stepped sections and a small black dot near its base. The columns are arranged in a perspective view, receding into the distance. A large, dark blue, curved shape is overlaid on the left side of the image, resembling a stylized arch or a structural element. The background is a light blue gradient.

# Estructuras

# Application of Compatibility-Based Stress Fields for the Quantification of Minimum Shear Reinforcement

- **Jaime Mata-Falcón**  
Dr. Civil Engineer. ETH Zurich, Switzerland. Senior Assistant.  
[mata-falcon@ibk.baug.ethz.ch](mailto:mata-falcon@ibk.baug.ethz.ch)
- **Marius Weber**  
Civil Engineer. ETH Zurich, Switzerland. Research Assistant.  
[weber@ibk.baug.ethz.ch](mailto:weber@ibk.baug.ethz.ch)
- **Walter Kaufmann**  
Dr. Civil Engineer. ETH Zurich, Switzerland. Chair of Structural Engineering.  
[kaufmann@ibk.baug.ethz.ch](mailto:kaufmann@ibk.baug.ethz.ch)

## KEY WORDS:

Concrete structures, limit analysis, stress fields, shear, minimum reinforcement, deformation capacity.

## ABSTRACT

The Compatibility-based Stress Field Method (CSFM) is a method for computer-aided stress field design that allows an efficient design and assessment of concrete structures. The CSFM has been implemented in a continuous, FE-based 2D stress field analysis to model concrete members subjected to in-plane loading. The classical stress field solutions are complemented in the CSFM with kinematic considerations and more refined material constitutive relationships, which allows (I) computing the effective compressive strength of concrete automatically based on the state of transverse strain, similarly as in compression field analyses accounting for compression softening and (II) accounting for tension stiffening to capture closely the load-deformation behaviour of the elements. This work explores the capability of the CSFM to verify the deformation capacity, namely to predict stirrup failures caused by insufficient ductility, which cannot be captured when using classic lower-bound solutions according to limit analysis (e.g. strut-and-tie models and stress fields) nor elastic-perfectly plastic automated stress field analyses.

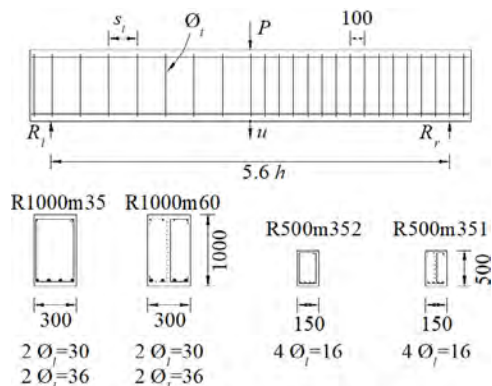


Figure 1. Experimental setup of the validation tests [mm].

In concrete structures, a minimum amount of shear reinforcement is required primarily to ensure a sufficiently ductile behaviour to enable plastic stress redistribution, which is essential for a limit analysis design. This paper quantifies this minimum shear reinforcement by modelling three point bending tests with different configurations and material properties in CSFM.

By analysing, for different reinforcement ratios, the differences in the predicted ultimate loads when assuming (a) an elastic ideal-plastic behaviour for the stirrups or (b) a more realistic response considering tension stiffening (i.e. capturing stirrup failures), the minimum amount of shear reinforcement can be quantified. The results show that the minimum reinforcement amount prescribed by current structural concrete codes (0.1% for conventional material properties) might be insufficient to prevent stirrup failures caused by insufficient ductility especially for large beam depths (representative of real-life structures) and reinforcing steels of low and normal ductility classes.

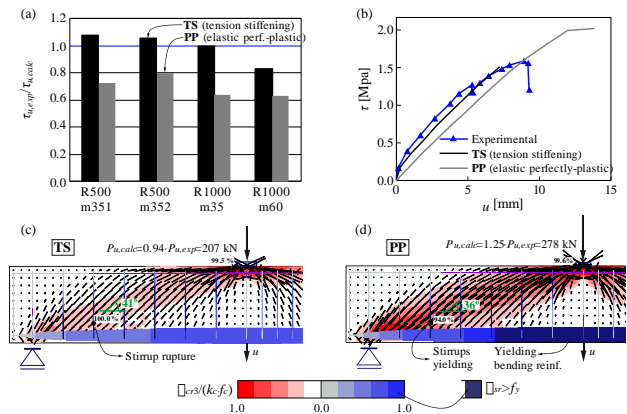


Figure 2. Numerical results for R-Series of Huber et al. [17]: (a) ratio of experimental and predicted load; (b) load-deformation response of R500m352; (c)-(d) compatible stress fields for R500m352, considering tension stiffening (TS) and elastic perfectly plastic reinforcement behaviour (PP).

## Centro comercial LAGOH en Palmas Altas, Sevilla

- **Fabiola Pierantoni Silva**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGRAVITY Engineering.  
[fpierantonisi@ggravityeng.com](mailto:fpierantonisi@ggravityeng.com)
- **Jose Soriano Martín**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHecor Ingenieros.  
[jsm@fhecor.es](mailto:jsm@fhecor.es)
- **Mercedes Madrid Ramos**  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos/Prof. ETS ICCyP, UPM/Jefe Servicio Estructuras Edificación gGRAVITY Engineering.  
[mmadridr@ggravityeng.com](mailto:mmadridr@ggravityeng.com)
- **JuanLuis Bellod Thomas**  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos/Prof. ETS ICCyP, UPM/Director General CESMA.  
[cesma@cesmaing.com](mailto:cesma@cesmaing.com)

## PALABRAS CLAVE:

Cubierta verde y Deck, pilar árbol, vigas metálicas armada, tecnología BIM, muro cortina

## RESUMEN

El Centro Comercial LAGOH en Palmas Altas Sevilla, con más de 100000 m<sup>2</sup> construidos comprende una gran variedad de tipologías estructurales. El complejo se organiza en torno a un gran lago artificial, que junto con las cubiertas y fachada son



las señas de identidad del Centro comercial. Las dos tipologías de cubierta: verde y deck están resueltas con estructura metálica, y salvan luces que alcanzan los 30 m. Otros elementos singulares son las pasarelas metálicas que comunican los forjados de hormigón, y el puente peatonal de estructura mixta que cruza el lago. Durante la fase constructiva fue necesario estudiar la capacidad del forjado para soportar la maquinaria pesada requerida para montar la estructura metálica.



Figura 1. Vista nocturna.



Figura 2. Vista aérea general de las cubiertas Verde y Deck.

## Complejo residencial Tamdeen Square en Kuwait

- **Juan Luis Bellod Thomas**  
Ingeniero de CCyP. CESMA Ingenieros S.L. Director General.  
[cesma@cesmaing.com](mailto:cesma@cesmaing.com)
- **Peter Tanner Furrer**  
MSc ETH, Zürich; Dr. Ing. de CCyP. CESMA Ingenieros S.L. Ingeniero.  
[cesma@cesmaing.com](mailto:cesma@cesmaing.com)
- **David Sanz Cid**  
Ingeniero de CCyP CESMA Ingenieros S.L. Ingeniero.  
[cesma@cesmaing.com](mailto:cesma@cesmaing.com)

### PALABRAS CLAVE:

Estructuras y envolventes arquitectónicas, edificación singular, torre, pantallas esbeltas, losas pretensadas.

### RESUMEN

El complejo residencial Tamdeen Square, situado en Kuwait, está compuesto por tres torres de más de 150 m de altura cons-

truidas, íntegramente, mediante estructura de hormigón armado. Cuentan con un único nivel común bajo rasante, donde se dispone el centro de transformación y otras instalaciones, un zócalo de seis alturas bajo cada torre destinado a aparcamiento privado y 35 niveles retranqueados de los bordes de la parcela que albergan apartamentos de lujo.

El proyecto de la estructura supuso un gran desafío puesto que la concepción arquitectónica del espacio interior de los apartamentos, donde no podía percibirse ningún pilar a modo de mocheta, obligó a concentrar los elementos estructurales verticales en los núcleos de comunicación, en las divisiones interiores de los apartamentos y en ciertas zonas del perímetro exterior, algo muy complejo dado el ritmo cambiante de huecos en fachada. Estos elementos verticales, por tanto, tan sólo pudieron materializarse como esbeltas pantallas de hormigón cuyo espesor no debía ser mayor que el de los tabiques divisorios principales. La distribución irregular en planta de estas pantallas supuso la aparición de luces muy importantes en ciertas zonas, por lo que fue necesario disponer forjados de losa maciza continua pretensada de 25 cm de espesor, ya que el diseño arquitectónico también impedía el uso de vigas descolgadas. Adicionalmente, la arquitectura preveía una fuerte discontinuidad geométrica entre las plantas de aparcamiento y las plantas de vivienda, lo que derivó en grandes discontinuidades de la estructura vertical en la planta de transición, por lo que fue necesario pretensar algunas pantallas para poder garantizar la correcta transmisión de cargas de las plantas superiores a las inferiores.

La cimentación, debido a la baja capacidad portante del terreno, se resolvió mediante una losa pilotada de gran canto, común a todas las torres y extendida a toda la superficie del solar.



Figura 1. Vista general del conjunto residencial.



Figura 2. Vista de detalle de las fachadas.

## Cubierta del centro acuático de los Juegos Panamericanos Lima 2019

- **Juan Luis Bellod Thomas**  
Ingeniero de CCyP CESMA Ingenieros S.L. Ingeniero.  
[cesma@cesmaing.com](mailto:cesma@cesmaing.com)
- **Diego Aita Santos**  
Ingeniero de Obras Públicas. CESMA Ingenieros S.L. Ingeniero.  
[peru@cesmaing.com](mailto:peru@cesmaing.com)

### PALABRAS CLAVE:

Estructuras y envolventes arquitectónicas, singularidad, grandes luces, dobles celosías, fachada-cubierta curva.

### RESUMEN

Para el edificio destinado a albergar las competiciones acuáticas de los Juegos Panamericanos de Lima 2019, se proyecta una cubierta metálica apoyada, únicamente, en los pilares de hormigón armado dispuestos en el perímetro rectangular exterior del edificio en planta, de 79.5 m de largo y 53.8 m de ancho.



Figura 1. Vista general de la cubierta en fase de construcción.



Figura 2. Detalle de una de las celosías dobles en su cruce con las celosías transversales .

La estructura principal la conforman ocho celosías dobles de 1.9 m de canto separadas 10 m entre sí, que salvan los 53.8 m de luz de la dimensión menor del recinto, disponiéndose apoyos fijos en un extremo y deslizantes en el otro, y cuatro celosías longitudinales, del mismo canto, que se disponen a lo largo de los 79.5 m del lado mayor del contorno para estabilizar a las primeras. Sobre las celosías transversales se disponen una serie de correas, con perfil doble T, para el apoyo del cerramiento de la cubierta.

Con objeto de minimizar el peso de la estructura y de mantener una disposición simple y ordenada de elementos, se recurre al cálculo detallado de los efectos de 2° orden mediante la adopción de deformadas iniciales y calculo no lineal, lo que permite verificar la estructura sin elementos adicionales de arriostrado horizontal, integrando los conductos de instalaciones y las galerías de mantenimiento sin necesidad de descolgar elementos por debajo de la estructura principal.

Todas las uniones en obra se definen atornilladas, minimizando el plazo de ejecución en obra.

La estructura auxiliar para la sujeción de fachadas, también objeto del proyecto, se define en prolongación de la estructura principal y tiene, como singularidad, que una de las fachadas se va curvando hasta convertirse en parte de la cubierta, por lo que se desarrolló un estudio geométrico detallado para garantizar la compatibilidad de estructura y acabados integrando estructura principal y secundaria, evitando así la duplicidad de elementos.

## Cubierta sobre el “Campo Da Festa” en Arteixo

- **Antonio González Meijide**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Temha S.L. Ingeniero.  
[meijide@temha.com](mailto:meijide@temha.com)
- **Arturo Antón Casado**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Temha S.L. Ingeniero.  
[anton@temha.com](mailto:anton@temha.com)

### PALABRAS CLAVE:

Cubiertas ligeras, edificación deportiva, acero

### RESUMEN

El Campo da Festa es un recinto multiusos donde tienen lugar multitud de eventos tales como la celebración de Fiestas así como actividades deportivas en las propias pistas.

El Proyecto planteó la ejecución de una cubierta permanente sobre el Campo da Festa, abarcando la superficie correspondiente a las pistas multideportivas recientemente construidas. Adicionalmente se proyecta una marquesina y un parque de juegos infantiles.

La estructura del Campo da Festa cubre en planta una geometría pentagonal de lados irregulares, que se ajusta a la superficie de la pista polideportiva existente. En alzado, la sección de la cubierta es de directriz curva, empleando arcos carpaneles (de tres centros). Los arcos se apoyan en soportes en “Y”, con un plinto prismático de hormigón de 2.20 m de altura y la “V” superior metálica.

La cubierta tiene una longitud de 68.50 m, y está constituida por 10 alineaciones de pórticos, con la configuración de soportes “Y” y dintel curvo anteriormente descrita. Las luces de los pórticos son variables, desde los 26.60 m el de menor dimensión hasta los 40.00 m el mayor. Para ajustarse a los diversos usos a los que se destinará la cubierta, la cubierta se proyectó con altura variable, con pórticos creciendo en altura desde la fachada suroeste hacia la fachada nordeste. La altura libre mínima es de 8.50 m, condicionada por el uso deportivo del recinto, y la máxima, en el extremo destinado a la ubicación de los palcos de espectáculos, alcanza 13.50 m libres.

Para los paneles de cubierta se emplearon chapas de acero lacadas, con policarbonato celular en los lucernarios. En los extremos laterales de la cubierta se disponen cerramiento en desplome, también de policarbonato celular, alineado con los brazos exteriores de las “Y” de los soportes.



Figura 1. Cubierta sobre el Campo da Festa.

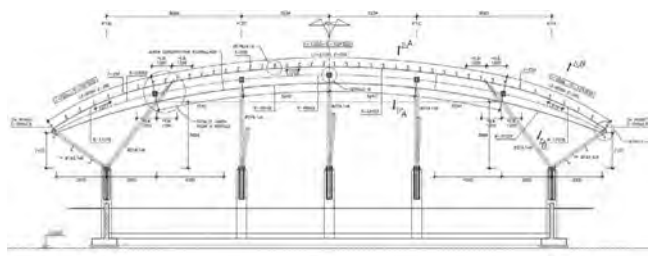


Figura 2. Geometría de uno de los pórticos.

## Cubierta textil en las instalaciones deportivas de la Universidad Europea del Atlántico, Santander

- **Guillermo Capellán Miguel**  
Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Director Técnico.  
[gcapellan@arenasing.com](mailto:gcapellan@arenasing.com)
- **Santiago Guerra Soto**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Director Internacional.  
[sguerra@arenasing.com](mailto:sguerra@arenasing.com)
- **Miguel Sacristán Montesinos**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Director, Oficina de Santander.  
[msacristan@arenasing.com](mailto:msacristan@arenasing.com)
- **Julio González Zalduondo**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Ingeniero de Estructuras.  
[jgonzalez@arenasing.com](mailto:jgonzalez@arenasing.com)

### PALABRAS CLAVE:

Cubierta textil, deporte, estructuras ligeras, poliéster, PVC, Universidad Europea del Atlántico, PCTCAN, Santander.

### RESUMEN

La Universidad Europea del Atlántico (AEU), con sede en el Parque Científico y Tecnológico de Cantabria (PCTCAN), en Santander, encargó a Arenas & Asociados el diseño de una cubierta para sus instalaciones deportivas. Dichas instalaciones consisten en un espacio multiuso capaz de albergar en su interior

dos pistas de fútbol sala, balonmano y baloncesto, que pueden ser utilizados por sus estudiantes de manera simultánea.

El proyecto partía con restricciones impuestas de importancia: la cubierta no podía ser completamente cerrada, y la normativa urbanística de la zona en la que se emplaza exigía limitaciones en lo que a altura se refiere. Así, se planteó una cubierta textil capaz de cubrir 2 500 m<sup>2</sup>, con una longitud y anchura efectivas de 90 m x 27.7 m, permeable al aire.

Es concebido como un edificio asimétrico, que protege a los jugadores de los vientos y lluvia procedentes del norte, y se abre al sur para permitir que la luz natural ilumine su interior.

La estructura está compuesta por 12 marcos de acero. Estos marcos, separados 7,5 m, son la estructura soporte de una membrana textil tesada con doble curvatura. El material seleccionado para la membrana es el TX30-III, una trama de poliéster de alta tenacidad con un tratamiento de superficie de PVDF. patroneado de manera que desde el interior, y en conjunción con las celosías y bastidores de acero, rítmicamente distribuidos a lo largo del edificio, den lugar a un interesante juego de luces y sombras, haciendo que la práctica deportiva sea también una experiencia sensorial.



Figura 1. Vista de fachada norte.



Figura 2. Vista de fachada sur.

## Diseño estructural de la nueva estación de tren de Atotxa (San Sebastián)

- **M. Alejandro Nicolás Pazo**  
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Ingeniero de Proyecto. Departamento de Puentes.  
[anicolas@proes.es](mailto:anicolas@proes.es)
- **David Nogueira Abal**  
Arquitecto Técnico. Ingeniero de Edificación. Proes Consultores. Responsable de BIM.  
[dnogueira@proes.es](mailto:dnogueira@proes.es)
- **Miguel Ángel Higuera Antón**  
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Departamento de Puentes. Director de Proyectos.  
[mhiguera@proes.es](mailto:mhiguera@proes.es)

- **Amaya Hernando Martín**  
Máster Ingeniera de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Departamento de Puentes Directora de Proyectos.  
[ahernando@proes.es](mailto:ahernando@proes.es)
- **Antonio J. Madrid Ramos**  
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Jefe del Área de Infraestructuras Terrestres.  
[amadrid@proes.es](mailto:amadrid@proes.es)
- **José M<sup>a</sup> Arrieta Torrealba**  
Doctor Ingeniero de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Director Técnico.  
[jmarrieta@proes.es](mailto:jmarrieta@proes.es)

**PALABRAS CLAVE:**

Estación, ferrocarril, edificación, fases constructivas, pantallas continuas, conservación edificios históricos.

**RESUMEN**

Proes Consultores, por encargo de Eptisa y con ETS como cliente final, ha realizado el proyecto estructural de la nueva estación de ferrocarril de Atotxa (San Sebastián).

La actuación, situada en la margen derecha del río Uruméa, tiene que afrontar numerosos condicionantes. La localización futura de la estación ocupa el emplazamiento actual de la playa de vías de la estación de media distancia. En su lado oeste se localiza la nueva estación de autobuses soterrada, con la que comparte medianería. En el lado este se sitúa el edificio de Tabakalera, recientemente rehabilitado, y una trama urbana consolidada. La proximidad del Uruméa hace que el nivel freático sea un factor a tener en cuenta en las zonas bajo rasante. Finalmente, el mantenimiento de la circulación ferroviaria obliga a la definición de varias fases constructivas.



Figura 1. Modelo BIM. Vista desde lado este.

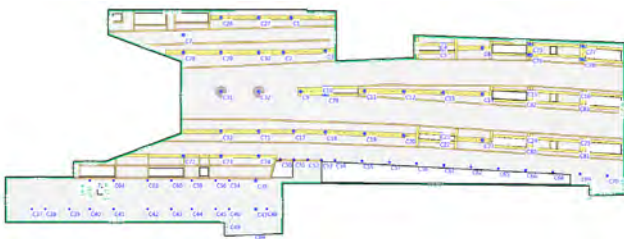


Figura 2. Modelo de cálculo de la losa de andenes.

En el proyecto puede distinguirse un edificio norte, de planta rectangular, resuelto con losas de hormigón, con luces entre pilares de 9.00 m. Consta de una planta bajo rasante y tres plantas adicionales. Se le adosan elementos a conservar, como la Puerta de Branderburgo, una reproducción de la fachada actual y, por el lado vías, una cubierta en celosía metálica diseñada por un discípulo de Eiffel con valor histórico.

El edificio más singular es el sur. En su planta bajo rasante se sitúa el control de accesos de la estación y zonas comerciales. A nivel de rasante se ubican las vías y los andenes. Estas dos zonas son las de mayor complejidad estructural, al verse afectadas por las fases constructivas y tener muchos requerimientos funcionales para los ascensores y escaleras que comunican ambas plantas. Se han solucionado con losas de hormigón en las que los andenes actúan como vigas de canto que salvan huecos y aportan la resistencia requerida ante las solicitaciones ferroviarias. Finalmente, la planta de cubierta se concibe como una plaza elevada que restituye la trama urbana. Las cimentaciones de todos los elementos son profundas mediante pilotes.

**Diseño estructural y parametrización de cubiertas modulares de madera de grandes luces**

- **Carlos Llopis Camps**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SENER. Ingeniero Responsable de Disciplina.  
[carlos.llopis@sener.es](mailto:carlos.llopis@sener.es)
- **Santiago Ferri Mateu**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SENER. Ingeniero de Proyecto.  
[santiago.ferri@sener.es](mailto:santiago.ferri@sener.es)

**PALABRAS CLAVE:**

Madera, parametrización, cubiertas, grandes luces, estructuras modulares.

**RESUMEN**

SENER está desarrollando el diseño estructural y parametrización de cubiertas modulares de madera de luces de hasta 40.00 m.

El desarrollo consiste en el análisis de las tipologías estructurales que permitan el diseño de cubiertas unidimensionales de grandes luces mediante estructura de madera.

Para cada una de las tipologías analizadas que cumplan los objetivos de eficiencia, economía y estética se definen los parámetros y su ámbito de validez que permiten, con su variación, la obtención de múltiples soluciones para una misma tipología obteniendo de esta forma estructuras modulares.

El diseño se completa con la implementación de una aplicación de software que permite la comunicación directa entre el software de diseño geométrico y el de análisis estructural “industrializando” de esta forma todo el proceso.

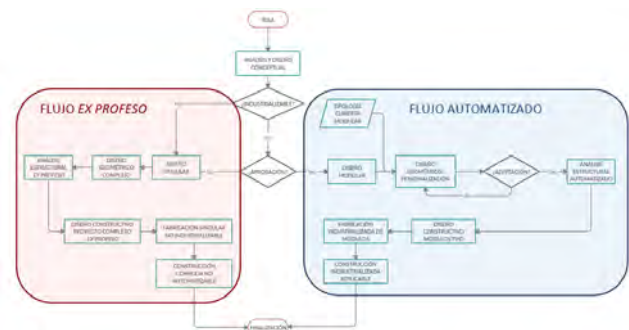


Figura 1. Diagrama de flujo de diseño automatizado vs flujo ex profeso. Fuente: SENER Ingeniería.

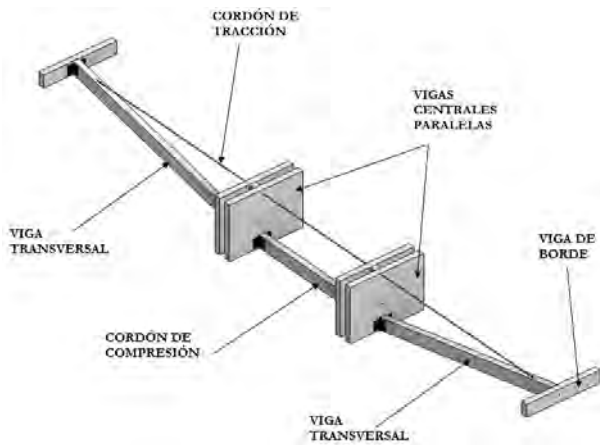


Figura 2. Módulo tipo del sistema estructural de núcleo central.  
Fuente: SENER Ingeniería.

## Diseño y construcción de los puentes de Junín y Leoncio Prado en Lima (Perú)

- **Guillermo Capellán Miguel**  
Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Director Técnico.  
[gcapellan@arenasing.com](mailto:gcapellan@arenasing.com)
- **Carlos D. Alonso Velasco**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Project Manager.  
[calonso@arenasing.com](mailto:calonso@arenasing.com)
- **José Luis Pando Anta**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Country Manager, Perú.  
[jlpando@arenasing.com](mailto:jlpando@arenasing.com)
- **Alejandro Godoy Ansótegui**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Coordinador de Proyectos.  
[agodoy@arenasing.com](mailto:agodoy@arenasing.com)
- **Julio González Zalduondo**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Ingeniero de Estructuras.  
[jgonzalez@arenasing.com](mailto:jgonzalez@arenasing.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente arco atirantado, bowstring, estructura metálica, vía expresa, Lima, Perú.

### RESUMEN

La vía expresa del Paseo de la República, es uno de los ejes vertebradores de la ciudad de Lima. Debido a su condición de trinchera, supone un gran obstáculo entre los distritos de Surquillo y Miraflores. Con el fin de facilitar la permeabilidad del tráfico entre ambos barrios, se han construido los puentes de Junín y Leoncio Prado.

Los dos puentes, debido a limitaciones de gálibo y a fin de despejar completamente la vía expresa de pilas intermedias que supongan un peligro constante de accidentes, son puentes arco atirantados por el tablero ("bowstring"), con dos arcos metálicos sin arriostrar que separan el tráfico peatonal del rodado.

El Puente de Leoncio Prado, de 42.8 m de luz entre apoyos, es el arco más rebajado, y se une al nervio inferior por medio de

péndolas rígidas. Tanto las anchas aceras, los arcos, los nervios y las vigas de borde siguen un trazado curvo para permitir el abocinamiento de la entrada y de la salida al puente, invitando a peatones y vehículos a cruzar. Aunque los principales elementos, como los arcos y los nervios longitudinales tiene un ancho constante, las aceras tienen un ancho variable que va desde los 4 metros en la entrada, a los 3.30 metros en el centro luz.

En Puente Junín, de 55.50 m de luz entre apoyos, los arcos se unen al tablero mediante péndolas realizadas con barras de acero inoxidable. A pesar de que los nervios inferiores del puente bowstring siguen manteniendo el mismo abocinamiento de entrada y salida, la directriz del arco es completamente recta en planta, por lo que los tirantes forman una superficie tridimensional que cubre a los peatones en su paso sobre el Paseo de la República.



Limatopías

7 h - 09

#### ¿DEFICIENTE DISEÑO ESTRUCTURAL EN EL NUEVO PUENTE LEONCIO PRADO?

"Todo ingeniero sabe que un puente de 40 metros de longitud sin columna central es un puente colgante y requiere del arco hiperbole como viga lateral de soporte. La altura mínima en el punto central del arco debe ser 30% del ancho del puente, es decir, 12 metros. Por lo que observamos, en el puente Leoncio Prado esta altura llega a 3 metros como máximo. Conclusión: este puente puede colapsar por su propio peso y caer sobre la vía. Basta ver que se improvisaron los tirantes verticales de soporte del puente con perfiles de fierro H, algo absurdo en el diseño estructural y arquitectónico. Lo normal técnicamente, desde ingeniería, debería ser el uso de cables de acero para absorber vibración y movimiento, como cualquier puente del mundo. Esta calavera de fierro rígido, con un temblor o pase de varios vehículos, puede vibrar, entrar en resonancia y desplomarse en la vía expresa. Estamos notificados, se debería hacer auditoría técnica de diseño urgente."

Por Jorge Camus

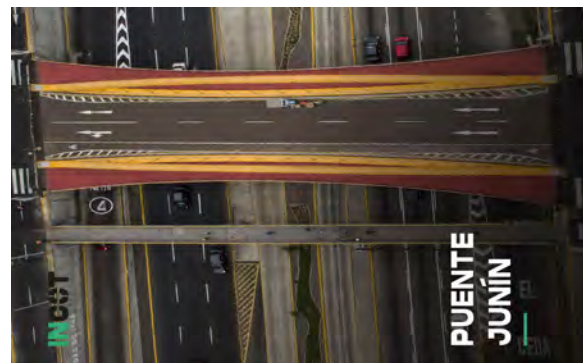


Figura 1. Imágenes aéreas de ambos puentes en servicio, Leoncio Prado (sup.) y Junín (inf.)

## Diseño y ejecución de un edificio de madera para apartamentos, biblioteca y oficinas en Noruega

- **Manuel Sánchez-Solís Rabadán**  
MSc ICCP. Degree of Freedom. Ingeniero.  
[m.sanchez@dofengineers.com](mailto:m.sanchez@dofengineers.com)
- **Katie Overton**  
MSc MStructE. Degree of Freedom. Ingeniero Senior.  
[k.overton@dofengineers.com](mailto:k.overton@dofengineers.com)
- **Fernando Ibáñez Climent**  
MSc ICCP. Degree of Freedom. Director.  
[f.ibanez@dofengineers.com](mailto:f.ibanez@dofengineers.com)
- **Pablo Tarín Benedito**  
MSc ICCP. Degree of Freedom. Ingeniero.  
[p.tarin@dofengineers.com](mailto:p.tarin@dofengineers.com)

- **Alejandro Clemente Torrent**  
MSc ICCP. Degree of Freedom. Ingeniero Senior.  
[a.clemente@dofengineers.com](mailto:a.clemente@dofengineers.com)
- **Alberto Ordinaña Gil**  
MSc ICCP. Degree of Freedom. Ingeniero.  
[a.ordinana@dofengineers.com](mailto:a.ordinana@dofengineers.com)

**PALABRAS CLAVE:**

Madera, conexiones, CLT, LVL, Glulam, edificio, biblioteca, apartamentos, oficinas, montaje.

**RESUMEN**

Degree of Freedom, en colaboración con los arquitectos Helen & Hard, ha diseñado un edificio para biblioteca, apartamentos y banco en la población de Nord Odal, Noruega. La estructura principal constituida por un sótano de hormigón y tres niveles de madera ha sido ya ejecutada y ensamblada. Se prevé la apertura del edificio en un corto plazo.



Figura 1.



Figura 2.

La geometría circular en planta refleja la intención del equipo de diseño por dotar a la estructura de un carácter acogedor e icónico para los vecinos. La biblioteca se concibe como una avenida interior que conecta el parque con el ayuntamiento. En el centro se genera una plaza descubierta mediante la que se relacionan los diferentes usos del edificio manteniendo la privacidad de los apartamentos en las plantas superiores.

El concepto estructural está basado en el uso de paneles de madera contralaminada (CLT) tanto para los forjados como para los muros que definen la rigidez horizontal del edificio. Los pórticos de madera laminada encolada (Glulam) funcionan principalmente frente a cargas verticales excepto los grandes dinteles de la biblioteca (de hasta 12 metros de longitud) y las oficinas que se unen rigidamente a las columnas mediante

conexiones diseñadas explícitamente para este proyecto. En las áreas donde se requiere de mayor rigidez y resistencia en dirección transversal a la dirección de las fibras, se emplea madera microlaminada (LVL).

El diseño de las conexiones contempla tanto la exigencia de rigidez mínima para controlar deformaciones excesivas, la componente arquitectónica buscada en donde sean únicamente visible piezas de madera, así como las ventajas desde el punto de vista del montaje. Otros aspectos como la acústica, la resistencia al fuego o el aislamiento térmico del edificio desempeñan un papel fundamental en la definición de detalles y acabados que condicionan la elección de las soluciones estructurales.

***Diseño, cálculo y ejecución de fachadas de piedra natural en el museo Louvre de Abu Dhabi***

- **Iñaki Auzmendi Alfaro**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. AR2V ingeniería. Jefe de Proyecto.  
[inaki.azumendi@ar2v.com](mailto:inaki.azumendi@ar2v.com)
- **Arturo Ruiz De Villa Valdés**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. AR2V ingeniería. Director General.  
[arturo.ruizdevilla@ar2v.com](mailto:arturo.ruizdevilla@ar2v.com)

**PALABRAS CLAVE:**

Fachada, edificación, piedra, acero, escultura, ensayo, caliza, mármol, Abu-Dhabi, Louvre.

**RESUMEN**

En noviembre de 2018 se inauguró el museo Louvre de Abu-Dhabi. Diseñado por Jean Nouvel, su cúpula translúcida da la sensación de flotar sobre el desierto y deja pasar los rayos solares emulando a las palmeras datileras en los oasis. Bajo esta cúpula se encuentran las galerías del museo evocando la disposición de una aldea árabe.

Tres de estas galerías presentan fachadas de caliza y mármol, obra de la artista estadounidense Jenny Holzer. Estas fachadas esculturales están formadas por pesados paneles con dimensiones de hasta 2054x1074 mm y 100 mm de espesor, y están grabadas con textos en sánscrito, árabe y francés.

La localización de la obra, dentro de un museo en el desierto y siendo zona sísmica, obligó a considerar unas hipótesis estructurales y estéticas muy restrictivas. Además, el gran peso de las piezas condujo a un exhaustivo análisis del sistema de anclaje en el que se aúna resistencia estructural, comodidad en el montaje y minimización de abertura de juntas entre paneles.

AR2V ingeniería desarrolló las labores de diseño estructural desde su concepción inicial hasta su instalación.

En este artículo se presentan los condicionantes técnicos más relevantes del proyecto y su resolución, como son el cálculo del ranurado posterior de la piedra natural que sirve como apoyo, el diseño de un bastidor auxiliar para ajustar manualmente la abertura de las juntas o los ensayos llevados a cabo en el Instituto Torroja para validar el sistema de cuelgue. Actualmente la obra se encuentra colocada y ofrece una majestuosa visión a los visitantes del museo de textos grabados en piedra sobre el origen del mundo.



Figura 1. Cúpula del museo Louvre de Abu Dhabi.



Figura 2. Fachada JH1 terminada y abierta al público.

## Edmonton LRT - Design of 1.3km of Light Rail Viaduct in Canada

- **Marcos Sánchez Sánchez**  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. ARUP. Director.  
[marcos.sanchez@arup.com](mailto:marcos.sanchez@arup.com)
- **Robert Ryan**  
Civil Engineer. ARUP. Associate .  
[robert.ryan@arup.com](mailto:robert.ryan@arup.com)
- **Eoin O'Malley**  
Civil Engineer. ARUP. Senior Engineer.  
[Eoin.Omalley@arup.com](mailto:Eoin.Omalley@arup.com)
- **Chris Ross**  
Civil Engineer. ARUP. Senior Engineer.  
[Chris.ross@arup.com](mailto:Chris.ross@arup.com)

### KEYWORDS:

LRT, post tensioned, rail-structure interaction, BIM, Automation, constructability, MIDAS

### ABSTRACT

Edmonton Valley Line, LRT Project is located in Edmonton, Alberta, Canada. As part of Phase 1 of the project, Davies Elevated Guideway comprises 32no. spans of 35-46m post tensioned girders connecting Davies Elevated Station with the adjacent at grade sections. The guideway contains varying cross sections to meet the functional requirements and transitioning deck from double to single-track girders to facilitate bifurcation of tracks at Davies Station. In addition, strategic positioning of piers to avoid major utilities and existing highways resulted in a com-

plex geometry. This paper focuses on the innovative approach to creating parametric analysis and 3D BIM models to accommodate changing alignment as the design developed.



Figure 1. Davies Elevated Guideway and Station.



Figure 2. Davies Elevated Guideway and Station.

## Estructura prefabricada para almacenamiento de vehículos en el puerto de Valencia

- **Julián Alcalá González**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de Valencia. Profesor Contratado Doctor.  
[jualgon@upv.es](mailto:jualgon@upv.es)
- **Juan José Clemente Tirado**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Pantecnia Consulting, S.L.  
[jjclemente@pantecnia.es](mailto:jjclemente@pantecnia.es)
- **Ferran Navarro Ferrer**  
Ingeniero Industrial. Universidad Politècnica de Valencia. Profesor Asociado.  
[fernafer@cst.upv.es](mailto:fernafer@cst.upv.es)
- **Ricardo Valiente Sanz**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de Valencia. Profesor Asociado  
[rivasan@upv.es](mailto:rivasan@upv.es)

### PALABRAS CLAVE:

Prefabricado, silo de coches, placa alveolar, pilote hincado.

### RESUMEN

La naviera Valencia Terminal Europa, del grupo Grimaldi, está acometiendo una ampliación de la capacidad de almacenamiento de vehículos en su campa situada en el dique del Este del puerto

de Valencia. Para ello está construyendo un edificio destinado a silo de almacenamiento de con capacidad para más de 10.000 vehículos, con una superficie útil total de 200.000 m<sup>2</sup>, dividido en cuatro alturas más planta baja, de planta rectangular de 273.6 x 156.3 metros, siendo el lado mayor el paralelo a la viga cantil.

Todo el edificio es prefabricado mediante forjados de placa alveolar de 13.66 m de longitud y 0.35 m de espesor, y sin capa de compresión, sobre pórticos formados por vigas pretensadas con forma de T invertida, y con relleno de juntas. Las vigas descansan sobre pilares igualmente prefabricados mediante ménsulas cortas. Las placas que coinciden con los pilares se refuerzan a negativos y positivos mediante rotura de alveolos y barras pasantes a través de vainas dejadas en los pilares, posteriormente macizados con mortero. En los lados menores del rectángulo se disponen rampas de pendiente variable para el ascenso y descenso de los vehículos, resueltas de forma similar al resto de la estructura.

La cimentación consiste en pilotes prefabricados hincados de 0.35x0.35 ó 0.40x0.40 m de sección, y en grupos de dos o de tres en función de la carga de cada pilar y de los rechazos alcanzados durante las hincas. Los encepados en la cabeza de los pilotes y las vigas de arriostamiento entre ellos son de hormigón armado vertido "in situ".

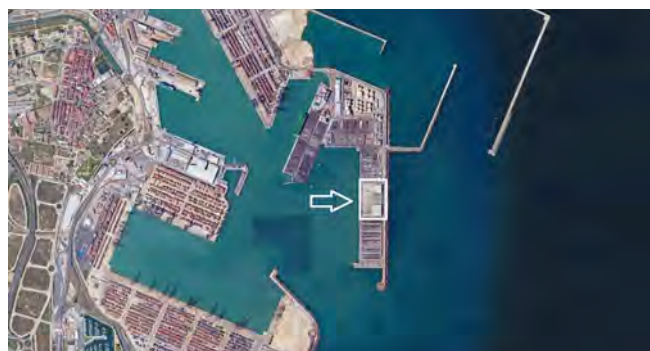


Figura 1. Ubicación del silo de vehículos en el puerto de Valencia.

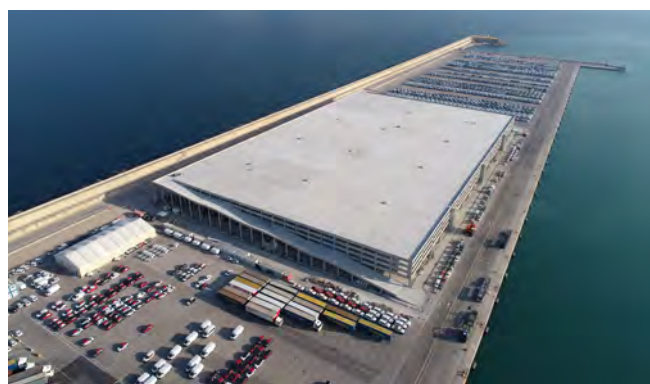


Figura 2. Vista aérea del silo.

## Estructuras textiles en el puerto de Las Palmas de Gran Canaria

- **Jose Fermín Serrano Miguel**  
Máster en Ingeniería de Estructuras. AR2V Ingeniería. Jefe de proyecto.  
[jose.serrano@ar2v.com](mailto:jose.serrano@ar2v.com)
- **Iñaki Auzmendi Alfaro**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. AR2V Ingeniería. Jefe de proyecto.  
[inaki.auzmendi@ar2v.com](mailto:inaki.auzmendi@ar2v.com)

- **Arturo Ruiz De Villa Valdés**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. AR2V Ingeniería. Director General.  
[arturo.ruizdevilla@ar2v.com](mailto:arturo.ruizdevilla@ar2v.com)

### PALABRAS CLAVE:

Arquitectura textil, tensoestructura, membrana, aluminio, acero inoxidable, carpa, marquesinas.

### RESUMEN

AR2V INGENIERÍA resultó adjudicatario junto a Dragados del concurso para el diseño y construcción de tres marquesinas y una carpa de tela en la terminal de embarco y desembarco de pasajeros de los cruceros del Puerto de Las Palmas.

Las marquesinas tienen longitudes de hasta 45 metros y un ancho máximo de 4 metros. La carpa tiene unas dimensiones en planta de 20.7x17 metros, cubriendo por sí sola una superficie de 352 m<sup>2</sup>. Están formadas por tubos ondulados que simulan las olas del mar, a los que se ancla una membrana de poliéster recubierta de PVC ignífuga de una densidad de 900 gr/m<sup>2</sup> mediante cables tensores.



Figura 1. Vista general del muelle y marquesinas.



Figura 2. Vista general de la carpa.

La doble curvatura de la tela, aunque limitada debido a requisitos del cliente, refuerza el comportamiento de las estructuras frente a las sollicitaciones de viento, que son de gran magnitud debido a encontrarse a la orilla del mar. El ambiente marino ha exigido que marquesinas y la carpa se hayan fabricado en aleación de aluminio 6005A T6. Con objeto de que las estructuras fuesen totalmente desmontables, se ha decidido prescindir de soldaduras en su diseño, que además tienen un efecto negativo sobre la resistencia del aluminio. Todos los nudos han sido fabricados en acero 1.4401 (AISI 316), con tornillos de cabeza avellanada que potencian la estética de la solución.



En este artículo se exponen los condicionantes principales en el diseño de las estructuras, entre los que destaca una velocidad de viento de las más altas de España, y las implicaciones estructurales que supone el empleo de materiales como aluminio y acero inoxidable.

## La estructura del nuevo muelle de graneles del puerto de Aqaba, Jordania

- **Luis Matute Rubio**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Director General.  
[luis.matute@ideam.es](mailto:luis.matute@ideam.es)
- **Carlos Gordo Monsó**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Jefe de Proyectos.  
[carlos.gordo@ideam.es](mailto:carlos.gordo@ideam.es)
- **Inmaculada Paredes Gacimartín**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. Leader Civil. Initec Infraestructuras. Grupo Técnicas Reunidas.  
[iparedes@tecnicasreunidas.es](mailto:iparedes@tecnicasreunidas.es)
- **Enrique Bordó Bujalance**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Director del Departamento de Estructuras.  
[enrique.bordo@ideam.es](mailto:enrique.bordo@ideam.es)
- **José María Hernández Aranda**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Ingeniero Proyectista.  
[josemaria.hernandez@ideam.es](mailto:josemaria.hernandez@ideam.es)

### PALABRAS CLAVE:

Puerto, muelle, prefabricado, sismo, diseño basado en desempeño.

### RESUMEN

El nuevo muelle de graneles de la terminal Sur del Puerto Industrial de Aqaba es una estructura marítima integrada en el proyecto de ampliación de infraestructuras para la exportación de fosfatos de Jordania. Recientemente IDEAM ha realizado para la UTE Técnicas Reunidas - PHB el proyecto constructivo de este muelle situado en la exigua franja costera que da acceso a Jordania al Mar Rojo, entre Israel y Arabia Saudita, una zona con sismicidad elevada ( $PGA=0.3 \cdot g$  para un periodo de retorno de  $TR=975$  años). El muelle está equipado con una cinta transportadora alojada en una estructura metálica, y con dos cargadores de graneles.

El muelle cuenta con dos cuerpos sobre el mar de 220 m de longitud y 13 m de ancho, vinculados por tres puentes de acceso, a los que se accede desde la orilla a través de un puente de aproximación. La solución estructural planteada ha sido la de dos losas de hormigón armado sobre un emparrillado de vigas longitudinales y transversales, que se apoya a su vez sobre una malla de pilotes metálicos verticales huecos de 1200 mm de diámetro. El hormigonado se realizó sobre vigas prefabricadas que actúan a modo de encofrado perdido, facilitando las operaciones de construcción, y proporcionando versatilidad a los detalles del nudo viga-pilote metálico. Algunos de estos detalles se plantearon recurriendo completamente a soluciones prefabricadas, mediante un elemento que se inserta en el pilote metálico a modo de “tapón de botella”.

El diseño sismorresistente del muelle ha adoptado las metodologías más recientes en ingeniería sísmica con objeto de racionalizar y cuantificar el desempeño y probabilidad de daño de la estructura durante un terremoto. Un aspecto fundamental de estas metodologías es la incorporación tres niveles de demanda sísmica para los cuales se establecen objetivos de desempeño explícitos, en términos de deformaciones máximas en los materiales.



Figura 1. Vista general del muelle durante su construcción.



Figura 2. Detalle de un capitel prefabricado a instertar en el pilote metálico.

## Nueva cubierta del estadio de Riazor en A Coruña

- **Antonio González Mejjide**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Temha S.L. Ingeniero.  
[mejjide@temha.com](mailto:mejjide@temha.com)
- **Arturo Antón Casado**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Temha S.L. Ingeniero.  
[anton@temha.com](mailto:anton@temha.com)
- **Adrián Pérez Carballo**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Temha S.L. Ingeniero.  
[aperez@temha.com](mailto:aperez@temha.com)

### PALABRAS CLAVE:

Cubiertas ligeras, edificación deportiva, acero.

### RESUMEN

La reforma de las cubiertas del Estadio Municipal de Riazor busca renovar unas estructuras severamente dañadas por la acción del tiempo y el ambiente marino agresivo al que han

estado sometidas, así como conseguir la integración formal de las cuatro cubiertas que componen el Estadio. El proyecto contempla la reparación de las dos cubiertas de los fondos y la sustitución de las otras dos cubiertas del Estadio correspondientes a las gradas de Tribuna y Preferencia por unas cubiertas nuevas. Las nuevas cubiertas se diseñan con unas celosías en ménsula ancladas sobre las gradas actuales, con sección tipo formada por cuatro tubos de acero, dos para el cordón inferior y dos para el superior y una luz máxima de 25 m, superior a las luces originales de 19.1 m y 23.40 m. Esta solución mantiene la referencia estética a las cubiertas de los fondos de celosía espacial, pero con un menor número de elementos y más robustos lo que permite mejorar su durabilidad y disponer una pasarela interior que facilita las labores de mantenimiento.

La integración formal de todas las cubiertas se logra a través de los siguientes elementos:

Se plantea un peto interior perimetral que da unidad formal a las cuatro cubiertas. Este peto está integrado en las nuevas cubiertas, y se adosa sobre las estructuras existentes de las gradas de fondos.

Para conseguir la integridad formal exterior se plantea una fachada que cubre los laterales de los fondos y que da prolongación al cerramiento lateral superior de las gradas de Preferencia y Tribuna.

TEMHA redactó con estas premisas el anteproyecto que sirvió de referencia para licitar un concurso de proyecto y obra, adjudicado a la constructora Arias Infraestructuras y con las empresas Esteyco e Instra como equipo proyectista. TEMHA llevó a cabo la dirección de obra.



Figura 1. Integración en la trama urbana.



Figura 2. Vista interior de las nuevas cubiertas.

## Planta de desalación de agua de mar por ósmosis inversa en Al Khobar (Arabia Saudí)

- **Mariano Martín Cañueto**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe Estructuras.  
[mariano.martin.canueto@acciona.com](mailto:mariano.martin.canueto@acciona.com)
- **Jesús Ramos Ruiz**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Ingeniero de proyecto.  
[jesus.ramos.ruiz@acciona.com](mailto:jesus.ramos.ruiz@acciona.com)
- **David Solera Piña**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe de Estructuras de edificación.  
[david.solera.pina@acciona.com](mailto:david.solera.pina@acciona.com)
- **Cristina García Cambrón**  
Ingeniero Industrial. Acciona Ingeniería. Ingeniero de proyecto.  
[cristina.garcia.cambron@acciona.com](mailto:cristina.garcia.cambron@acciona.com)
- **Javier Carrascal Pérez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe de proyectos Obra Civil y Puentes.  
[franciscojavier.carrascal.perez@acciona.com](mailto:franciscojavier.carrascal.perez@acciona.com)
- **Cristian Jesús Sánchez Correa**  
Ingeniero Industrial. Acciona Ingeniería. Ingeniero de proyecto.  
[cjsanchez@acciona.com](mailto:cjsanchez@acciona.com)
- **Diego Romagosa Sánchez-Monge**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe de proyectos Obra Civil y Puentes.  
[diego.romagosa.sanchezmonge@acciona.com](mailto:diego.romagosa.sanchezmonge@acciona.com)
- **Diego Marín Silvestre**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Ingeniero de proyecto.  
[diego.marin.silvestre@acciona.com](mailto:diego.marin.silvestre@acciona.com)

### PALABRAS CLAVE:

Desalación, ósmosis inversa, agua, hormigón armado, estructura metálica, juntas de dilatación.

### RESUMEN

Por encargo de la compañía gubernamental Saline Water Conversion Corporation (SWCC) se diseña una planta de desalación por ósmosis inversa en Al Khobar (Arabia Saudí), en la costa del Golfo Pérsico.

La capacidad de esta planta es de 50 000 m<sup>3</sup>/día, con objeto de proporcionar agua a la nueva zona residencial South Dharam Home Ownership (SDHO).

En la actualidad, la planta se encuentra en estado de ejecución, habiendo comenzado las obras en la mayor parte de los edificios, entre los que cabe destacar, por su singularidad, los siguientes:

- El edificio de ósmosis, constituido por un cerramiento metálico de dimensiones 104x61 m cimentado sobre una losa de hormigón. Dicha losa, ejecutada sin juntas de dilatación, cuenta con un armado potente para mantener la fisuración debida a los efectos térmicos y reológicos controlada, tanto en la edad temprana como en el largo plazo.
- El edificio de Control, medianero con el edificio de ósmosis. Se trata de un edificio de hormigón armado de dimensiones 55x45 m. Cuenta con un sótano y cuatro alturas, siendo la última de ellas, por petición expresa del cliente, una gran zona acristalada con vistas al mar.
- Los edificios DAF y DMF, donde tiene lugar el filtrado pre-

vio al proceso de ósmosis inversa. Son depósitos multicelulares de hormigón armado de grandes dimensiones (120x33 m y 110x60 m, respectivamente) y también ejecutados sin juntas de dilatación para mejorar su estanqueidad.

- El edificio enterrado de toma de agua, con una profundidad de 12 m y una superficie de 800 m<sup>2</sup>. Cuenta con una gran estructura metálica abierta, provista de un puente grúa de gran luz para el movimiento de bombas y equipos pesados. Las bombas aspiran el agua de mar y la impulsan a la planta para su posterior proceso de desalación.

Bajo estas líneas, se muestra una vista del modelo 3D levantado por Acciona Ingeniería.

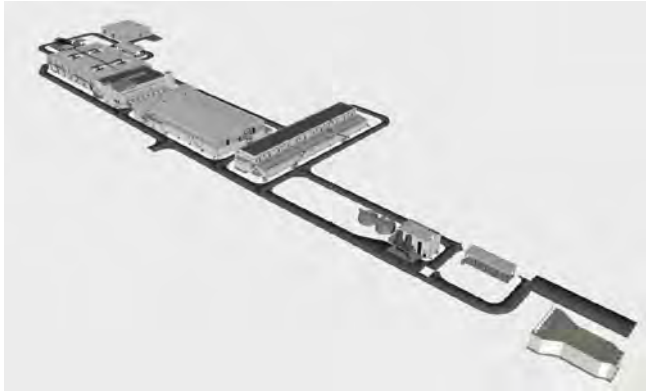


Figura 1. Imagen de la planta.

## Polideportivo municipal La Cebada - Madrid

- **Eduardo Romero Rey**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Director Departamento de Edificación.  
[err@fhecor.es](mailto:err@fhecor.es)
- **Roberto Duque Corroto**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Fhecor Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Proyecto.  
[rdc@fhecor.es](mailto:rdc@fhecor.es)
- **Daniel Jiménez Nuero**  
Ingeniero de Edificación. Fhecor Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Proyecto.  
[djn@fhecor.es](mailto:djn@fhecor.es)
- **Sandra Álvarez Gutiérrez**  
Arquitecto Técnico. Fhecor Ingenieros Consultores, S.A. Jefa de Mediciones.  
[sag@fhecor.es](mailto:sag@fhecor.es)
- **Luis Javier Murciano Bajo**  
Ingeniero de Edificación. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. BIM Manager.  
[ljmb@fhecor.es](mailto:ljmb@fhecor.es)
- **Ángel Hernández Basterra**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Fhecor Ingenieros Consultores, S.A. Ingeniero de Proyecto.  
[ahb@fhecor.es](mailto:ahb@fhecor.es)

### PALABRAS CLAVE:

Postesado, aligeramientos circulares, pilares inclinados, pantallas con contrafuertes, revit.

### RESUMEN

El nuevo Polideportivo Municipal de La Cebada se compone de dos prismas: el pequeño, paralelo al mercado de la cebada,

con el gimnasio y el principal, ubicado sobre la antigua piscina, que integra la nueva piscina, la pista polideportiva y la plaza elevada, dejando una plaza de acceso a nivel de calle, bajo la que se ubican los vestuarios.

Para alojar los tres usos diferenciados en el edificio principal es necesario profundizar la piscina y sus instalaciones asociadas, llegando a estar la playa de la piscina dos niveles bajo la cota de la calle. Este esquema obliga a realizar una contención mediante pantallas continuas, tal que funcione en ménsula, tanto en fase de obra como en servicio. La solución propuesta son módulos de pantalla de 4.5m de longitud con contrafuertes de 1.55 m.

La cubierta de la piscina sigue el mismo lenguaje arquitectónico que los soportes de este prisma: elementos estructurales en malla romboidal. La fachada está formada por pilares inclinados de 60x40cm que soportan los forjados de la cubierta de la piscina y la plaza elevada en los nudos generados. La cubierta de la piscina, de 20.3 m de luz, está formada por vigas postesadas descolgadas de 1.20 m de canto total, unidas por una losa de 20 cm.

En el lateral oeste de la piscina, la imagen visual de los pilares de la fachada sur se prolonga sobre la piscina infantil, evitando la colocación de pilares al hacer funcionar los elementos inclinados como diagonales de una celosía. En este caso, la celosía está formada por cajones metálicos de 30x20 cm, recubiertos de hormigón para mantener la estética del conjunto.

La cubierta de la pista polideportiva se resuelve mediante una losa postesada unidireccional con aligeramientos circulares. El canto es de 85cm con aligeramientos de diámetro 55cm entre los nervios de intereje 80 cm.



Figura 1. Vista exterior del nuevo polideportivo municipal de La Cebada.



Figura 2. Vista interior de la piscina.

## Proyecto de una cubierta singular de 240 m de longitud en la estación de alta velocidad de la Sagrera

- **Víctor Torralba Mendiola**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Tunnel & Bridge Technologies. Director de Proyectos.  
[victor.torralba@tbtechno.com](mailto:victor.torralba@tbtechno.com)
- **Rubén Riverol Brignardelli**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Tunnel & Bridge Technologies. Ingeniero de Estructuras.  
[ruben.riverol@tbtechno.com](mailto:ruben.riverol@tbtechno.com)
- **Ana Cuartero Rodríguez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Tunnel & Bridge Technologies. Ingeniera de Estructuras.  
[ana.cuartero@tbtechno.com](mailto:ana.cuartero@tbtechno.com)
- **Gonzalo Ramos Schneider**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña. Catedrático.  
[gonzalo.ramos@upc.edu](mailto:gonzalo.ramos@upc.edu)
- **Ángel C. Aparicio Bengoechea**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña. Catedrático.  
[angel.carlos.aparicio@upc.edu](mailto:angel.carlos.aparicio@upc.edu)

### PALABRAS CLAVE:

Pirámide, voladizos, hormigón pretensado, lucernario, juntas de dilatación, sismo, movimientos.

### RESUMEN

El proyecto contempla una cubierta continua de 240 m de longitud según el diseño arquitectónico del Ayuntamiento de Barcelona así como la verificación de la compatibilidad estructural de los niveles inferiores de la estación con esta cubierta. Esta última verificación resulta necesaria pues los niveles inferiores de la estación respetan la modulación prevista en el proyecto original de la Estación, del año 2009, que contempla juntas de dilatación cada 48 m. Es decir, la nueva cubierta singular abarca 5 módulos de estación del proyecto original.

El diseño singular de la cubierta consiste en una serie de estructuras que cuentan con el aspecto visual de una pirámide. Sus dimensiones en planta, entre ejes, son de 48x39.08 m y cuentan con unas costillas de canto variable, tanto longitudinales como transversales, que son los elementos que materializan la geometría de una pirámide. La zona central de la pirámide define un lucernario con unas dimensiones libres interiores de 6.00x6.00 m. El diseño arquitectónico del Ayuntamiento de Barcelona prevé la implementación de jardineras entre las costillas.

Cada uno de estos módulos se apoya en sus 4 lados sobre las jácenas principales de la cubierta, cuya sección es la de un cajón. Estos cajones permiten el empotramiento estructural de las costillas. Funcionalmente, los cajones se utilizan también para la evacuación de peatones en emergencias o para ventilación.

El apoyo de la cubierta sobre pilares se materializa tan sólo a través de estas jácenas. Es decir, las pirámides son siempre diáfanas.

La vinculación entre la cubierta continua y los niveles inferiores se materializa mediante aparatos de neopreno, lo que permite que los esfuerzos en pilares por deformaciones impuestas en la cubierta no resulten excesivos y se independiza el comportamiento de la cubierta ante la acción sísmica.

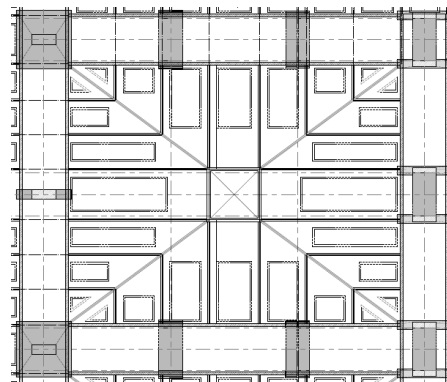


Figura 1. Planta 1 pirámide tipo.

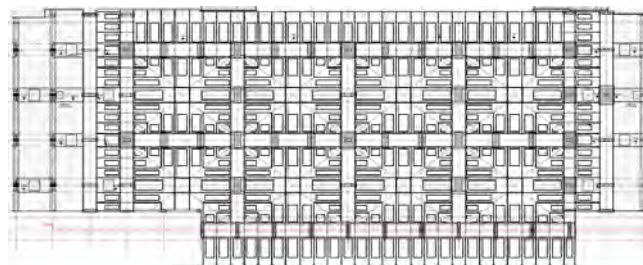


Figura 2. Planta general.

## Proyecto y construcción del nuevo puente de Golbaro (Cantabria)

- **Guillermo Capellán Miguel**  
Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Director Técnico.  
[gcapellan@arenasing.com](mailto:gcapellan@arenasing.com)
- **Alejandro Godoy Ansótegui**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Coordinador de Proyectos.  
[agodoy@arenasing.com](mailto:agodoy@arenasing.com)
- **Emilio Merino Rasillo**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Director, Oficina de Madrid.  
[emerino@arenasing.com](mailto:emerino@arenasing.com)
- **Marianela García Pérez**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Project Manager.  
[mgarcia@arenasing.com](mailto:mgarcia@arenasing.com)

### PALABRAS CLAVE:

Viga Vierendeel, sección bijácena, puente de Golbaro, José Eugenio Ribera, río Saja, Cantabria.

### RESUMEN

Desde hace pocas semanas, el acceso a la localidad cántabra de Golbaro se realiza a través de un nuevo puente cruzando sobre el río Saja, diseño de Arenas & Asociados. La estructura surgió de la necesidad de liberar de tráfico al histórico puente arco de José Eugenio Ribera, datado en 1902, y que es reconocido como una de las primeras obras materializadas en hormigón armado en España.

El diseño responde al objetivo de no competir con el Puente de Ribera, sino de convertirse en un tributo al mismo, y a la vez establecer un diálogo común entre las dos estructuras, modernas ambas para su época. El Nuevo Puente de Golbaro, está constituido por un tramo singular en doble viga Vierendeel

metálica con vanos laterales de sección bijácena, que descansan sobre pilas que respetan el cauce del río Saja.

La luz principal alcanza los 60 m, con una distribución de vanos 30 + 60 + 36 + 30 + 30 + 24 m, siendo los 126 m iniciales los pertenecientes al tramo singular. La longitud del puente, 210 m, vino motivada por condicionantes hidráulicos, ya que el Estudio realizado por el Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria condicionaba la construcción de un nuevo puente sobre el río Saja a liberar la terraza fluvial de éste, y a situarse 100 m aguas abajo del puente de Ribera.

La esbeltez del tablero y el cuidado diseño de pilas, con su canto decreciente a medida que se acercan a la cimentación, proporcionan al viaducto un aspecto elegante y sobrio, en perfecta armonía con la estructura metálica superior.



Figura 1. Nuevo Puente de Golbarado en servicio.



Figura 2. Imagen aérea de la nueva estructura con el puente de Ribera al fondo.

## Proyecto y construcción del puente móvil del gran malecón, Barranquilla (Colombia)

- **Guillermo Capellán Miguel**  
Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Director Técnico.  
[gcapellan@arenasing.com](mailto:gcapellan@arenasing.com)
- **Miguel Sacristán Montesinos**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Director, Oficina de Santander.  
[msacristan@arenasing.com](mailto:msacristan@arenasing.com)
- **Pablo Alfonso Domínguez**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Project Manager.  
[palfonso@arenasing.com](mailto:palfonso@arenasing.com)
- **Alejandro Godoy Ansótegui**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Coordinador de Proyectos.  
[agodoy@arenasing.com](mailto:agodoy@arenasing.com)

- **Carla Ody Julián**  
Ingeniera Civil. Arenas & Asociados. Ingeniera de Estructuras.  
[cjulian@arenasing.com](mailto:cjulian@arenasing.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente basculante, contrapeso elevado, tipo holandés, estructura metálica, transporte marítimo, Barranquilla.

### RESUMEN

El nuevo puente móvil de la ciudad de Barranquilla (Colombia), se enmarca como un hito dentro del ambicioso proyecto del Gran Malecón, en el que se incluye, además, la construcción de un nuevo ayuntamiento y de nuevos desarrollos urbanos. La estructura se ubica dentro de la unidad Funcional 4, en el cruce sobre el brazo norte del río Magdalena que forma la isla de la Loma.

Se diseña un puente basculante de “tipo holandés”, con un vano móvil de 35 m y dos vanos laterales de 18.45 m para una longitud total de 73.90 m. El puente, posee un marco elevado horizontal de dimensiones 27.5 x 33 m que aloja el contrapeso elevado. Dos soportes verticales elevan este elemento 12.5 m sobre el tablero. El marco incluye en su parte trasera un contrapeso de aproximadamente 700 ton, que compensa en gran parte el peso de la hoja móvil que suspende por medio de una pareja de tirantes rígidos. Los soportes verticales son accesibles, ya que alojan en el interior de su pilar inferior los mecanismos de apertura y permiten acceder para la inspección y mantenimiento de los mismos mediante escaleras.

Para la apertura, el puente posee dos cilindros hidráulicos que hacen girar el marco del contrapeso respecto al eje de giro superior, y como consecuencia el tablero oscila respecto al eje de giro inferior. La rotación de apertura es de 80°.

La fabricación de la estructura metálica del puente móvil se llevó a cabo en España. Tablero, torres y marco de contrapeso, fueron transportados por mar cruzando el Atlántico hasta Barranquilla (Colombia), donde finalmente se llevó a cabo su ensamblaje en la ubicación definitiva.



Figura 1. Carga de piezas metálicas en el barco de transporte.



Figura 2. Puente finalizado en posición abierta.

## Tres arcos escultóricos de luz. Intersección Prince Turki-Oroubah, Riad, Arabia Saudita

- **Jorge Bernabéu Larena**  
Dr. Ingeniero de Caminos. IDOM. Director de Proyectos.  
[jbl@idom.com](mailto:jbl@idom.com)
- **Alfonso Celada Jaramillo**  
Ingeniero de Caminos. IDOM. Ingeniero Estructural.  
[acelada@idom.com](mailto:acelada@idom.com)

### PALABRAS CLAVE:

Diseño conceptual, proyecto constructivo, estructura tubular, policarbonato, arcos ornamentales, iluminación, conjunto escultórico, diseño creativo, estética.

### RESUMEN

El conjunto escultórico de tres arcos forma parte de una concepción conjunta que separa en estructuras diferentes conexión y representatividad en una intersección entre dos autovías urbanas en Riad. Mientras un puente de apariencia sencilla asume la función de comunicación viaria, los tres arcos luminosos tienen un carácter icónico como referente de la intersección.

Cada arco se dispone en un plano vertical y los tres se cruzan a distinta altura y esviados en planta en la intersección, configurando un conjunto espacial para ser visto y atravesado desde los dos viarios principales y por el nuevo puente. El arco superior tiene una luz de 119 m y una flecha de 28m, el inferior de 118 m de luz y 24 m de flecha, y ambos presentan un alzado simétrico con curvatura de radio constante. El arco intermedio en cambio, de 99 m de luz y 26 m de flecha, atraviesa los dos anteriores con un alzado asimétrico y dos radios de curvatura. Los arcos se reciben en las aceras por plintos de hormigón de

geometría facetada que sitúa los arranques a cota suficiente para evitar el acceso vandálico y liberar los gálibos viarios,

La estructura de los arcos es una celosía metálica tubular de sección triangular y canto constante. La cara superior es una superficie opaca, mientras los laterales de policarbonato traslúcido convierten las piezas en tres arcos de luz que se cruzan en el espacio.

Tres arcos que son una escultura urbana luminosa.



Figura 1. Alzado del puente y de los tres arcos; visión diurna y visión nocturna con los arcos iluminados.

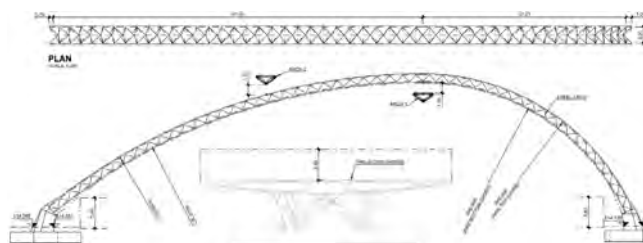


Figura 2. Alzado del arco intermedio asimétrico sobre los plintos de arranque.



ACTAS DE  
CONGRESO ACHE 2022

# Construcción

## Ampliación del puente de Rande. Diseño del proceso constructivo

- **Hugo Corres Peiretti**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Fhecor, Ingenieros Consultores S.A. Consejero.  
[hcp@fhecor.es](mailto:hcp@fhecor.es)
- **Felipe Tarquis Alonso**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. GGravity Engineering S.A. – Grupo Dragados. Dpto. Dirección Técnica.  
[ftarquisa@ggravityeng.com](mailto:ftarquisa@ggravityeng.com)
- **Javier De Cabo Ripoll**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Fhecor, Ingenieros Consultores S.A.  
Ingeniero de Proyectos  
[jcr@fhecor.es](mailto:jcr@fhecor.es)
- **Héctor Bernardo Gutiérrez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
GGravity Engineering S.A. – Grupo Dragados  
Dpto. Dirección Técnica  
[h.bernardo@gmail.com](mailto:h.bernardo@gmail.com)
- **Julio Sánchez Delgado**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Fhecor, Ingenieros Consultores S.A  
Director Técnico Obra Civil  
[jsd@fhecor.es](mailto:jsd@fhecor.es)
- **Joaquín Arroyo Márquez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Pondio Ingenieros  
Consejero Delegado  
[jarroyo@pondio.com](mailto:jarroyo@pondio.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente atirantado, ampliación, avance en voladizo, izado, cajón mixto.

### RESUMEN

La ampliación del puente de Rande en Vigo, con dos nuevos viales de 5.0 m de ancho, se resuelve mediante sendos tableros mixtos formados por un cajón metálico y una losa superior de hormigón. La sustentación de estos nuevos tableros se realiza por medio de una nueva familia de cables y por celosías transversales que se conectan mediante articulaciones al tablero central actual.

El proceso constructivo de los nuevos tableros, planteado inicialmente por el método clásico de avance en voladizo, presenta la particularidad de la conexión lateral al tablero existente y una serie de condicionantes, que se enumeran a continuación, que lo han convertido en un proceso singular:

- Capacidad limitada de las rótulas de conexión para transmitir cortantes longitudinales.
- Gran flexibilidad del tablero de ampliación .
- Elevada deformación vertical del tablero actual durante el montaje de la ampliación.
- Uso de dos carros de izado por frente. Uno superior situado en la dovela del frente y otro inferior colgado del tablero actual.
- Hormigonado de la losa superior una vez montada y tesada cada dovela.
- Pérdida de carga en los tirantes del tablero actual.

Esto supone una gran complejidad en el estudio del proceso constructivo que se caracteriza por:

- Control del giro en los tirantes, del cortante longitudinal en las rótulas y la carga longitudinal en las cruces de San Andrés.
- Determinación de la geometría de fabricación de las dovelas teniendo las deformaciones producidas por el proceso constructivo.
- Vinculación longitudinal de los tableros de ampliación con el existente mediante cruces de “San Andrés” hasta la disposición de las dovelas de cierre.
- Tesado de los nuevos tirantes a 300 MPa durante el montaje de las dovelas y retesado final.

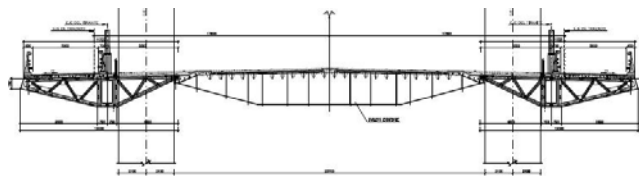


Figura 1. Sección transversal del tablero.



Figura 2. Dovela "0" NE con la grúa torre atravesándola.

## Aspectos constructivos de las cimentaciones del puente atirantado Cebu-Córdova (Filipinas)

- **Jose Ignacio Díaz De Argote**  
Ingeniero de Caminos. ACCIONA Construcción. Gerente de Proyectos UNE Carreteras & Puentes.  
[jdiazargote@acciona.com](mailto:jdiazargote@acciona.com)
- **Laura Granda San Segundo**  
Ingeniero de Caminos. ACCIONA Construcción. Design Manager Cebu Link.  
[laura.granda.sansegundo@acciona.com](mailto:laura.granda.sansegundo@acciona.com)
- **Daniel Muñoz González**  
Ingeniero de Caminos. ACCIONA Construcción. Engineering Manager Cebu Link.  
[daniel.munoz.gonzalez@acciona.com](mailto:daniel.munoz.gonzalez@acciona.com)
- **Julio Ruiz Cabrero**  
Ingeniero de Caminos. ACCIONA Construcción. Project Director Cebu Link.  
[julio.ruiz.cabrero@acciona.com](mailto:julio.ruiz.cabrero@acciona.com)
- **Pedro Martínez Adrados**  
Ingeniero de Caminos. ACCIONA Construcción. Project Director Cebu Link.  
[pedromanuel.martinez.adrados@acciona.com](mailto:pedromanuel.martinez.adrados@acciona.com)
- **Jesús Toimil Lopez**  
Ingeniero de Caminos. ACCIONA Construcción. Construction área manager Foundation Cebu Link .  
[jatoimil@acciona.com](mailto:jatoimil@acciona.com)



- **Olga Gestoso Blasco**  
Ingeniero de Caminos. ACCIONA Construcción. Jefe de Oficina Técnica Cebu Link.  
[ogestoso@acciona.com](mailto:ogestoso@acciona.com)
- **Pilar Blanco Bailo**  
Ingeniero de Caminos. ACCIONA Construcción. Director Técnico de la UNE Carreteras y Puentes.  
[pilar.blanco.bailo@acciona.com](mailto:pilar.blanco.bailo@acciona.com)
- **Javier Muñoz Rojas**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado sl. Director de Proyectos.  
[jmrojas@cfcsl.com](mailto:jmrojas@cfcsl.com)
- **Jose Manuel Dominguez Cabello**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado sl. Jefe de Proyecto.  
[jmdominguez@cfcsl.com](mailto:jmdominguez@cfcsl.com)
- **Borja Martín Martínez**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado sl. Jefe de Proyecto.  
[bmartin@cfcsl.com](mailto:bmartin@cfcsl.com)
- **Jorge Delgado García Pomareda**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado sl. Ingeniero Senior.  
[jdelgado@cfcsl.com](mailto:jdelgado@cfcsl.com)

#### PALABRAS CLAVE:

Pilotes, medios marítimos, prelosas, hormigón mezcla, fases constructivas encepados, campaña geotécnica, *Osterberg cell*.

#### RESUMEN

El puente es la obra singular del proyecto Cebu-Cordova Link Expressway, proyecto de Diseño y Construcción, adjudicado al consorcio CEBU Link JV, formado por ACCIONA CONSTRUCCIÓN y las empresas filipinas First Balfour y D.M. Consunji Inc. Alivia el intenso tráfico entre Córdova - capital de la isla de Cebú y segunda ciudad de Filipinas- y la isla de Mactán dónde se encuentra el aeropuerto de dicha ciudad. Este previsto que las obras concluyan en 2021 coincidiendo con el quinto centenario de la llegada de Magallanes y de la iglesia Católica a Filipinas.

El puente cuenta con 6 pilas (incluyendo dos pilonos) con cimentaciones profundas con pilotes perforados de diámetro 2.00 ó 2.50 m profundizados (hasta un máximo de 60 m) en los sustratos en los que bajo los depósitos recientes arcillosos y arenosos, aparecen sustratos de roca coralina degradada y de depósitos de origen volcánico. El terreno es muy variable a lo largo de las 6 pilas.

Se describe la campaña geotécnica realizada y todo el procedimiento constructivo de pilotes con medios marítimos, detallando el manejo de jaulas de armadura de unas 100 t en total con doble capa de Ø50 en grupos de barras y uso de acopladores en un único solape en obra. Se describe además el sistema de encofrado perdido para la puesta en obra del hormigón del encepado así como los medios auxiliares de montaje. Se detallan las pruebas *in situ* realizados con células Osterberg en pilotes definitivos y el análisis de resultados. En el artículo, también se ha incluido el detalle de la mezcla utilizada tanto en pilotes como en encepados. El proyecto de las cimentaciones supone un gran reto constructivo y de proyecto por el tipo de terreno y el plazo tan ajustado para el desarrollo del proyecto y el plazo para instalar la primera camisa.

Se adjunta una foto durante el hormigonado del Pilono T1.

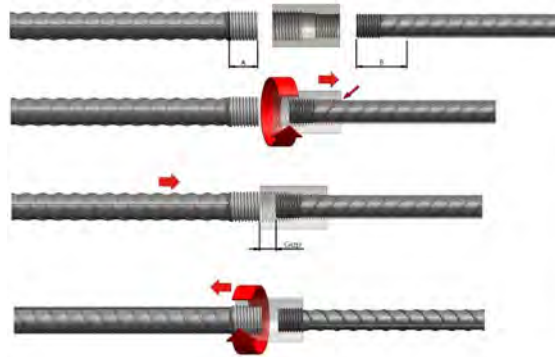


Figura 1. Esquema de colocación de los acopladores.



Figura 2. Ejemplo de "tilting table" usada para el izado de las jaulas de armado.

## Aspectos constructivos del puente Crown Princess Mary sobre el fiordo de Roskilde en Dinamarca

- **Almudena Guedan Pecker**  
Ingeniera Civil. Ingeniera Técnica Obras Públicas. ACCIONA CONSTRUCCION. Gerente Técnico.  
[aguedanp@acciona.es](mailto:aguedanp@acciona.es)
- **Pilar Blanco Bailo**  
Ingeniera Caminos, Canales y Puertos. ACCIONA CONSTRUCCION. Dirección Técnica.  
[pblancob@acciona.es](mailto:pblancob@acciona.es)

#### PALABRAS CLAVE:

Dovelas prefabricadas y encepados profundos *off-shore*, lanzador, pilotes en calizas.

#### RESUMEN

El puente se incluye dentro de una autovía de 8.2 km que cruza sobre el fiordo de Roskilde (Dinamarca) ha sido realizado por ACCIONA, Besix y Rizzani de Eccher, en el que se incluye proyecto de diseño y construcción para Danish Road Directorate.

Este puente de dovelas montadas por voladizos sucesivos, se resuelve con una obra de 1.35 km entre Marbaekvej y Torslev Hage, constituido por un tablero de 4 carriles con vanos de aproximación de 57.35 m y 15 vanos de 83 m de luz. Cuenta con un gálibo máximo central de 22.2 m total y un total de 16 pilas y 2 estribos, de las cuales 3 de ellas cuentan con cimentación directa y las 13 restantes, con cimentaciones profundas,

a base de encepados con 4 pilotes cada uno. Entre ellos, cabe destacar la ejecución de 6 pilas por medios flotantes, con pilotes de 2.00 m de diámetro y 7 pilas construidas desde penínsulas provisionales desde ambas orillas del Fiordo, con pilotes de 1.5 m de diámetro.

Se detallan los aspectos más singulares de la cimentación, así como la problemática para la fórmula del hormigón empleado junto con los ensayos realizados. Se describe el proceso de puesta en obra con medios marinos de las cimentaciones sumergidas, ejecutadas mediante cajones prefabricados de 160 t de peso que conforman el encofrado perdido del encepado para su posterior hormigonado.

Además, se incluyen los aspectos más singulares en la ejecución de las pilas, así como la configuración de apoyos del tablero formado por 4 pilas semi-integrales centrales y 7 pilas articuladas en extremos.

Finalmente, se detalla el proceso de fabricación de 492 dovelas prefabricadas pos-tesadas a través del sistema "short-line", incluyendo detalles constructivos junto con la descripción de los aspectos singulares propios de la instalación de las mismas mediante lanzador así como el control geométrico llevado a cabo y las medidas para la corrección aplicadas.



Figura 1. Vista general.



Figura 2. Lanzador.

## Assessment of a Movable Scaffolding System Under Temporary Use Conditions

- Peter Tanner  
PhD, Civil Engineering. CESMA Ingenieros S.L.  
[cesma@cesmaing.com](mailto:cesma@cesmaing.com)

- Ramon Hingorani  
PhD, Civil Engineering. Eduardo Torroja Institute for Construction Science.  
[hingorani@ietcc.csic.es](mailto:hingorani@ietcc.csic.es)
- Juan Soriano Rementeria  
Civil Engineer. CESMA Ingenieros S.L.  
[cesma@cesmaing.com](mailto:cesma@cesmaing.com)

### KEY WORDS:

Bridge construction, construction equipment, Movable Scaffolding System, temporary activities, accident, risk, human error, structure-equipment interaction, quality assurance.

### ABSTRACT

Current structural standards like the Eurocodes do not provide a coherent framework for design or assessment of structures under temporary use such as ancillary construction systems. In the light of comparatively high failure rates on record, this situation requires improvement, especially with a view to avoid gross human errors. In addition, appropriate target reliability levels for temporary structures are needed. The reliability requirements for temporary systems put forward in the present contribution seek to ensure the same acceptable risk levels per unit of time as for permanent structures in the current best practice. The results obtained show that the target reliability index for structural members rises significantly with declining risk exposure times. Conversely, the design values for variable actions may be lowered in keeping with the duration of construction, as illustrated in a case study – the analysis of a movable scaffolding system for the erection of continuous prestressed concrete bridges.



Figure 1. Computer graphics of the Pumarejo bridge crossing the Magdalena River in Barranquilla ([www.sacyr.com](http://www.sacyr.com)).

## Caracterización de la respuesta sísmica de sistemas de construcción industrializada resistentes al sismo. Parte 1. Ensayos pushover cíclicos sobre unidades estructurales

- Jesús Mínguez Algarra  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Burgos. Prof. Ayudante Doctor.  
[jminguez@ubu.es](mailto:jminguez@ubu.es)

- **Daniel Miguel Yepes**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ICONKRETE 2012, S.L. Responsable de innovación.  
[daniel.miguel@iconkrete.com](mailto:daniel.miguel@iconkrete.com)
- **Miguel Ángel Vicente Cabrera**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Burgos. Prof. Titular de Universidad.  
[mvicente@ubu.es](mailto:mvicente@ubu.es)
- **Jorge Franco Rey**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ICONKRETE 2012, S.L. Director Técnico.  
[jorge.franco@iconkrete.com](mailto:jorge.franco@iconkrete.com)
- **Álvaro Mena Alonso**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Burgos. Estudiante de Doctorado.  
[ama0104@alu.ubu.es](mailto:ama0104@alu.ubu.es)

## PALABRAS CLAVE:

Construcción industrializada, pushover cíclico, prefabricación.

## RESUMEN

La construcción modular de estructuras habitacionales, basada en un uso intenso de elementos estructurales prefabricados, como por ejemplo, cimentaciones, paneles de fachada estructurales y forjados, presenta numerosas ventajas desde el punto de vista constructivo (un menor tiempo de ejecución y un mejor control de la calidad final del producto).

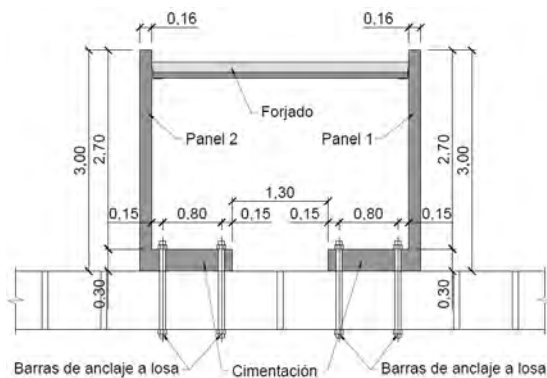


Figura 1. Vista lateral y definición geométrica de los elementos de ensayo.



Figura 2. Vista lateral del pórtico durante la fase de tiro.

Esta solución es especialmente competitiva en países con bajos recursos, en los que encontrar mano de obra cualificada para una ejecución convencional puede ser complejo.

Sin embargo, su utilización en zonas sísmicas es aún escaso, puesto que, en general, este tipo de soluciones presentan una

alta rigidez estructural y una baja ductilidad, lo que conduce a esfuerzos sísmicos muy importantes. Por otra parte, las soluciones habituales, basadas en disipadores sísmicos, etc., son excesivamente costosas si lo que se pretende es su utilización masiva en zonas de bajos recursos económicos. Se hace necesario desarrollar soluciones "low cost" de disipación energética que, además, sean fácilmente reemplazables una vez pasado el sismo.

En el Laboratorio de Grandes Estructuras de Obra Civil de la Universidad de Burgos se han llevado a cabo una serie de ensayos de caracterización de la respuesta sísmica de unidades estructurales completas, a escala real, compuestas por cimentaciones prefabricadas, paneles estructurales prefabricados y forjados, al objeto de comprobar la capacidad de disipación energética del conjunto

En este trabajo, se ha realizado un ensayo sísmico de tipo 'pushover' sobre un pórtico de hormigón prefabricado con el objeto de verificar su ductilidad de acuerdo con la norma ACI 374.2R-13. Los resultados muestran que la disipación energética de la estructura se produce a través de la formación de rótulas plásticas en las uniones panel-forjado y panel-cimentación. Además, las deformaciones máximas para el desplome nominal del nivel de diseño considerado son mucho menores que la limitación impuesta por dicha norma, por lo que se concluye que el sistema se comporta adecuadamente frente a sismo.

## Construcción de los viaductos de aproximación del nuevo puente de Champlain sobre el río San Lorenzo en Montreal (Canadá)

- **Guillermo Lorente Perchín**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Servicio de Puentes y Estructuras de Obra Civil.  
[glorentep@ggravityeng.com](mailto:glorentep@ggravityeng.com)
- **Conchita Lucas Serrano**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Jefa de Departamento.  
[clucass@ggravityeng.com](mailto:clucass@ggravityeng.com)
- **José Luis Conesa De La Presa**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. DRAGADOS CANADA. Construction Manager.  
[jlConesa@Dragados-Canada.com](mailto:jlConesa@Dragados-Canada.com)
- **Antonio Caracena Gago**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. DRAGADOS CANADA. Superstructure Manager.  
[acaracena@Dragados-Canada.com](mailto:acaracena@Dragados-Canada.com)

## PALABRAS CLAVE:

Doble acción mixta, losas sección completa, dinteles metálicos, pilas prefabricadas, climatología.

## RESUMEN

El nuevo puente de Champlain sobre el río San Lorenzo, en Montreal (Canadá), es una estructura de 3.335 m de longitud y 60 metros de anchura dividida en tres tramos: el tramo atirantado y los dos viaductos de aproximación.

Los viaductos de aproximación oeste y este presentan longitudes de 2.044 y 762 metros respectivamente, con juntas cada



En este contexto, los autores iniciaron en 2011 el estudio de un concepto de cimbra autolanzable (M1) para alcanzar luces comprendidas entre 70 y 100 m. En el año del 2015, surgió la oportunidad de aplicar la cimbra M1 a la construcción de 4 viaductos de la línea ferroviaria de alta velocidad en Turquía, con vanos de 90 m de longitud, inicialmente diseñados para construcción por voladizos. Los estudios preliminares indicaban que el cambio del método constructivo podría posiblemente conducir a un ahorro de materiales muy expresivo (del orden de los 35%).

En este artículo se presenta este proyecto pionero, incluyendo una descripción concisa del proceso constructivo y su influencia en el diseño del puente.

---

## Construcción del nuevo puente de la Gaznata

- **Ricardo Rafael Pereira Da Sousa**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Ricardo.Pereira@wsp.com](mailto:Ricardo.Pereira@wsp.com)
- **Óscar Ramón Ramos Gutiérrez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria.  
[ramosor@unican.es](mailto:ramosor@unican.es)
- **Imanol Joseba Güemes González**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TECSA. Jefe de Obra.  
[ijguemesg@Tecs.es](mailto:ijguemesg@Tecs.es)
- **Fernando Pedraza Majárrez**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Ministerio de Fomento. Director de Obra.  
[fpedraza@fomento.es](mailto:fpedraza@fomento.es)
- **Manuel Ángel Díaz García**  
Ingeniero Industrial. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[ManuelAngel.Diaz@wsp.com](mailto:ManuelAngel.Diaz@wsp.com)
- **Marcos J. Pantaleón Prieto**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria. Catedrático Estructuras Metálicas.  
[pantalem@unican.es](mailto:pantalem@unican.es)
- **Guillermo Ortega Carreras**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
- **Joaquín Muñoz Hernández**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INECO. Jefe de Unidad Asistencia Técnica.  
[joaquin.munoz@ineco.com](mailto:joaquin.munoz@ineco.com)

### PALABRAS CLAVE:

Avance en voladizo, hormigón pretensado, sección mixta, fondeo, izado, cimbra porticada.

### RESUMEN

El nuevo puente de la Gaznata salva el paso sobre un brazo del embalse del Burguillo, correspondiente al valle del arroyo de La Gaznata. Se sitúa en las inmediaciones del puente actual (proyectado por Eugenio Ribera en los años veinte) con el objetivo de mejorar la seguridad vial en ese tramo, ya que el puente existente tiene una anchura muy escasa y sus accesos presentan curvas de radio reducido.

La tipología del nuevo puente es la de un pórtico hiperestático de 3 vanos, con luz central de 120 m y vanos laterales de 40 m

y 50 m, respectivamente. El tablero, de 11.30 m de ancho, es un cajón de hormigón pretensado, salvo en los 42 m centrales, en los que la sección transversal se configura mediante un cajón mixto. La disminución de peso propio que origina la sección mixta en el vano central permite afinar la esbeltez del tablero (relación canto/luz de 1/50 en centro de vano y 1/22 en pilas) y evitar la elevación de la rasante sobre el embalse.

Las peculiares características del puente, condicionantes externos y su propia ubicación sobre el embalse han conducido a emplear tres procedimientos de construcción distintos:

- Los vanos laterales fueron construidos mediante cimbra porticada, instalada aprovechando los periodos estivales de menor volumen de agua embalsada.
- El cajón de hormigón del vano central se ha construido mediante avance en voladizo con carro de hormigonado in situ.
- El tramo central en cajón mixto se fondeará en el embalse y se izará mediante unidades de heavy lifting a su posición definitiva, cosiendo la unión entre el cajón de hormigón y el mixto mediante barras de pretensado.

Actualmente ha concluido la fase de avance en voladizo. El izado del tramo mixto está previsto en las próximas semanas.



Figura 1. Construcción por avance en voladizo del vano central.



Figura 2. Sección mixta para el tramo central.

---

## Construcción del puente atirantado TrenTren KayKay

- **Óscar Ramón Ramos Gutiérrez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria.  
[oramos@orramoseng.com](mailto:oramos@orramoseng.com)
- **Ricardo Rafael Pereira De Sousa**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Ricardo.Pereira@wsp.com](mailto:Ricardo.Pereira@wsp.com)
- **Guillermo Ortega Carreras**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
[gortega@orramoseng.com](mailto:gortega@orramoseng.com)
- **Rodrigo Perales Aravena**  
Ingeniero Civil. SERVIU Región de la Araucanía. Director de Obra.  
[rperales@minvu.cl](mailto:rperales@minvu.cl)
- **Marcos J. Pantaleón Prieto**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria. Catedrático Estructuras Metálicas.  
[pantalem@unican.es](mailto:pantalem@unican.es)
- **Frank Schanack**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Austral de Chile. Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles.  
[frank.schanack@uach.cl](mailto:frank.schanack@uach.cl)

#### PALABRAS CLAVE:

Atirantamiento, mástil quebrado, proceso constructivo, secuencias de hormigonado.

#### RESUMEN

El diseño del puente atirantado TrengTreng KayKay ya fue presentado en el VII Congreso de ACHE. En esta ponencia se describirán aspectos particulares relativos a su construcción. El puente TrengTreng KayKay cruza el Río Cautín en las afueras de la ciudad de Temuco, en Chile. Su longitud total es de 240 m, y se compone de cuatro vanos menores y el principal atirantado de 140 m, siendo la distribución de luces resultante 23 + 27 + 140 + 27 + 23 m. El elemento más singular del puente es el mástil, de 70 m de altura, con dos fustes independientes de directriz quebrada que comparten una cabeza común donde se anclan los tirantes.

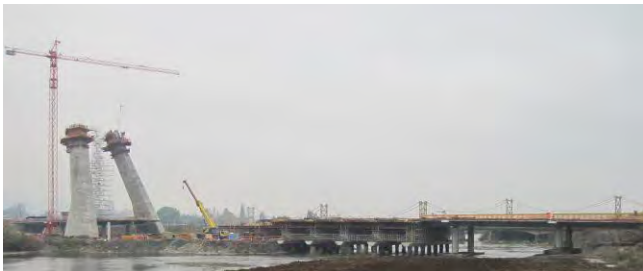


Figura 1. Construcción. Imagen general.



Figura 2. Infografía del estado final.

El tablero del puente se construye por etapas. Primero los vanos laterales, sobre cimbra cuajada, y luego el vano central sobre torres de apeo provisionales en el cauce del río.

En cuanto al mástil, se ha desarrollado un proceso secuencial para el hormigonado de su cabeza, que es el elemento singular del puente. Se trata de un elemento masivo y escultórico, que exige un estudio detallado de las distintas etapas de hormigonado y tratamiento de juntas frías de construcción.

Se ha establecido como criterio evitar la fisuración del mástil durante su construcción y el proceso de atirantamiento. Esto se ha conseguido con una adecuada secuencia de tesado de los tirantes delanteros, de retenida y de los propios tendones de pretensado interior del mástil.

Las obras sufrieron una paralización de 18 meses, por lo que fue necesario desarrollar un amplio programa de inspección y adecuación de la realidad de la obra previamente a la reactivación de los trabajos.

La fecha prevista para la finalización de la construcción del puente es mayo de 2020.

## Construcción del puente sobre el río Barrow: vanos de acceso ejecutados con cimbra y carro de alas

- **Luis Sopeña Corvino**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Ingeniero estructuras.  
[lsopenac@ggravityeng.com](mailto:lsopenac@ggravityeng.com)
- **Conchita Lucas Serrano**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Jefe de Departamento.  
[clucass@ggravityeng.com](mailto:clucass@ggravityeng.com)
- **David Espino Haya**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dragados SA. Jefe de obra.  
[despinoh@dragados.com](mailto:despinoh@dragados.com)
- **Rufino Pineda Sánchez**  
Ingeniero Técnico en Topografía y Obras Públicas. Dragados. S.A. Jefe de Topografía / Jefe de Oficina Técnica.  
[rpinedas@dragados.com](mailto:rpinedas@dragados.com)
- **Antonio Cuesta Mota**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dragados SA. Jefe de Producción.  
[acuestam@dragados.com](mailto:acuestam@dragados.com)
- **Agustín Díez Devesa**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dragados UK & Ireland. Ayudante de Producción.  
[adiezd@dragados.com](mailto:adiezd@dragados.com)

#### PALABRAS CLAVE:

Cimbra, cajón, postesado, fases, carro de alas, hormigón, puntales continuos.

#### RESUMEN

El puente sobre el río Barrow pertenece al proyecto N25 *New Ross Bypass*, una autovía circunvalación del pueblo de New Ross, situado entre los condados de Waterford y Wexford en Irlanda. El cruce de río se resuelve con una estructura de hormigón de 887 m de longitud entre estribos, y con una distribución de vanos de 36 + 45 + 95 + 230 + 230 + 95 + 70 + 50 + 36. Los 4 vanos principales, de 95 y 230 m, son extradosados,

con canto variable, mientras que el resto de vanos son postesados de canto constante.

La sección transversal es un cajón monocelular, de ancho variable entre 19.90 y 22.5 m, con unos voladizos sustentados mediante elementos prefabricados continuos tipo placa nervada a modo de puntal.

Desde el punto de vista constructivo, se divide la estructura en viaductos de acceso y tramo principal. El acceso oeste tiene 176 m de longitud, del estribo 1 a la pila 3, mientras que el este discurre desde la pila 5 hasta el estribo 2, con una longitud de 251 m.

Estos viaductos se ejecutan en 2 fases; en una primera, el cajón central de 10.1 m de ancho se ejecuta in situ mediante una cimbra porticada, con luz máxima 21 m, hormigonando la sección central en 3 etapas: losa inferior y almas, losa superior sobre apoyos de cimbra, y el resto de losa superior. En una segunda fase se ejecutan los voladizos, mediante un carro de alas que circula por el tablero. Se usó el mismo carro de alas para completar la sección de ambos viaductos, primero se instaló en P3 para ir hacia el estribo 1, y luego se colocó en P5 hasta terminar en estribo 2.



Figura 1. Vista aérea de la construcción, desde el lado Oeste (carro de alas y cimbra en vano 3).



Figura 2. Vista aérea de la construcción, desde el lado Este (carro de alas en vano 6, cimbra en vanos 6, 7 y 8).

## Construcción del puente sobre el río Barrow: vanos principales ejecutados en avance en voladizo

- **Luis Sopena Corvinos**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Ingeniero estructural.  
[lsopenac@ggravityeng.com](mailto:lsopenac@ggravityeng.com)

- **Conchita Lucas Serrano**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Jefe de Departamento.  
[clucass@ggravityeng.com](mailto:clucass@ggravityeng.com)
- **David Espino Haya**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dragados SA. Project Manager.  
[despino@dragados-canada.com](mailto:despino@dragados-canada.com)
- **Isaac Tapia Delgado**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dragados SA. Construction Manager.  
[itapiad@dragados.com](mailto:itapiad@dragados.com)
- **Rufino Pineda Sánchez**  
Ingeniero Técnico en Topografía y Obras Públicas. Dragados. S.A. Jefe de Topografía / Jefe de Oficina Técnica.  
[rpinedas@dragados.com](mailto:rpinedas@dragados.com)
- **Agustín Díez Devesa**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dragados UK & Ireland. Ayudante de Producción  
[adiezd@dragados.com](mailto:adiezd@dragados.com)

### PALABRAS CLAVE:

Voladizos sucesivos, extradadoso, cables, carro de avance, hormigón.



Figura 1. Vista de la construcción, desde el lado Oeste (carro de avance en voladizo).



Figura 2. Vista aérea de la construcción, desde el lado Oeste.

### RESUMEN

El puente sobre el río Barrow, ya descrito en otras comunicaciones, tiene 4 vanos principales extradadosos, de 95 + 230 + 230 + 95 m, pero con un reparto asimétrico de altura de torres y tirantes. Las torres laterales P3 y P5 tienen una altura de 16.2 m, mientras que la central P4 tiene una altura de 27.4 m, provocando que el tramo atirantado sustentado por los 18 cables de P4, sea mayor que el de P3 y P5, con 8 cables: 247 m construidos desde P4 frente a 165 m desde P3 y P5, un des-

equilibrio que condicionó la ejecución de forma importante. Estos vanos centrales se ejecutaron con el método de avance en voladizo, a sección completa, mediante carros de avance y hormigonado in situ. Desde la pila P4, con una pareja de carros, se avanzó de forma equilibrada hacia ambos lados, mientras que desde las pilas P3 y P5, se avanzó de forma asimétrica con un único carro hacia P4, una vez el tablero desde estribos hasta P3 y P5 respectivamente estuvo construido.

Los carros de avance fueron diseñados para una longitud máxima de 6.5 m, longitud de la dovela tipo, y un peso máximo de 402.2 t, siendo las primeras 4 dovelas de cada pila de 4.5 m de longitud. Se construyeron 13 dovelas desde P3 y P5 y 23 dovelas a cada lado de P4. Ambos cierres, de 3 m de longitud, se materializaron mediante un sistema auxiliar para dar la continuidad final al tablero.

El proceso constructivo incluido en el diseño contemplaba en el caso de P4 un desequilibrio máximo entre ambos voladizos de 1 dovela, y la instalación del cable en la dovela N-2 antes de poder hormigonar la dovela N.

## Construcción del tramo atirantado del nuevo puente de Champlain sobre el río San Lorenzo en Montreal (Canadá)

- **Guillermo Lorente Perchín**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Servicio de Puentes y Estructuras de Obra Civil.  
[glorentep@ggravityeng.com](mailto:glorentep@ggravityeng.com)
- **Conchita Lucas Serrano**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Jefa de Departamento.  
[clucass@ggravityeng.com](mailto:clucass@ggravityeng.com)
- **José Luis Conesa De La Presa**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. DRAGADOS CANADA. Construction Manager.  
[jlConesa@Dragados-Canada.com](mailto:jlConesa@Dragados-Canada.com)
- **Antonio Caracena Gago**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. DRAGADOS CANADA. Superstructure Manager.  
[acaracena@Dragados-Canada.com](mailto:acaracena@Dragados-Canada.com)
- **Hugo Corres Peiretti**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. Consejero.  
[hcp@fhecor.es](mailto:hcp@fhecor.es)
- **Javier Milián Mateos**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. Jefe de Proyecto.  
[jmm@fhecor.es](mailto:jmm@fhecor.es)

### PALABRAS CLAVE:

Atirantado, pilono único, ciclo de montaje, falsa silla, MLB, trolley, DLF.

### RESUMEN

El tramo atirantado del nuevo puente de Champlain, tiene 529 m divididos en 3 zonas: el tramo de retenida, de 204.4 m de longitud y con dos vanos de 80.4 y 124 m, el vano principal de 240 m y el vano final de 84.4 m. Es un puente mixto atirantado

con pilono único de 150 m de altura. La sección transversal, con 60 m de anchura total, se compone de tres corredores de anchuras diferentes, conectados entre sí mediante vigas transversales en las que se anclan los 60 cables,  $(15+15) \times 2$ , de hasta 127 torones que sustentan la estructura. Los anclajes superiores se realizan a partir de “falsas sillas” con cables no pasantes.

El pilono, cimentado en 2 encepados pilotados unidos mediante riostras, tiene 2 patas, prefabricadas en su zona inferior y trepadas in situ en la superior, zona en que se anclan los dos planos de tirantes.

El tramo de retenida se construyó sobre potentes torres provisionales. Las primeras piezas del vano principal, con corredores independientes por no haber tirantes, se colocaron con grúas sobre un elemento auxiliar (*Delta Frame*) que permite su apoyo. Cada dovela tipo del vano principal, de  $60 \times 12.5$  m y más de 800 toneladas, fue ensamblada en suelo a partir de 5 elementos (3 corredores más 2 vigas transversales). El sistema de izado y colocación, ante la absoluta imposibilidad de afectar al canal de navegación del río, fue más complejo de lo habitual: el MLB (*Movable Lifting Beam*) izaba la dovela hasta cota inferior de tablero y la desplazaba longitudinalmente 18 metros para salvar el *Delta Frame*, transfiriéndola a un trolley que la llevaba al frente, donde el DLF (*Dynamic Lifting Frame*) la cogía y trasladaba por delante de la previa, elevándola hacia la posición de acople. El ciclo completo se realizaba en 2-3 semanas.



Figura 1. Vista del tramo atirantado en ejecución.



Figura 2. Sistema de colocación de dovelas.



## Construcción del viaducto sobre el río Genil. Un arco atirantado por el tablero innovador

- **Óscar Ramón Ramos Gutiérrez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria.  
[ramosor@unican.es](mailto:ramosor@unican.es)
- **Javier Fernández-Dívar Sánchez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Javier.FernandezDivar@wsp.com](mailto:Javier.FernandezDivar@wsp.com)
- **Marcos J. Pantaleón Prieto**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria. Catedrático Estructuras Metálicas.  
[pantalem@unican.es](mailto:pantalem@unican.es)
- **David López Mazuela**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. COPISA. Jefe de Obra.  
[david.lopezm@copisa.com](mailto:david.lopezm@copisa.com)
- **Antonio Moya Ortiz**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ministerio de Fomento. Director de Obra.  
[jamoya@fomento.es](mailto:jamoya@fomento.es)
- **Guillermo Ortega Carreras**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
- **Ricardo Rafael Pereira Da Sousa**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Ricardo.Pereira@wsp.com](mailto:Ricardo.Pereira@wsp.com)
- **Luis Gamboa Ramos**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Jefe de Unidad de la Asistencia Técnica.  
[Luis.Gamboa@wsp.com](mailto:Luis.Gamboa@wsp.com)

### PALABRAS CLAVE:

Arco atirantado, hormigón pretensado, diseño sísmico, construcción por fases, apoyos provisionales.

### RESUMEN

El viaducto sobre el río Genil se configura como la estructura más destacada de cuantas se encuentran en la variante exterior de Granada, y salva el cauce del río Genil mediante un puente de hormigón armado y pretensado de 3 vanos, de luces 15+80+15 m, en el que el vano central se resuelve mediante la tipología de arco atirantado por el tablero. Dada la anchura de la sección transversal (34 m en total), prevista para acoger una futura ampliación de la autovía a 3 carriles en cada sentido de circulación, se dispone un sistema de 3 arcos (uno central de mayor flecha y dos laterales de menor flecha e inclinados) que dotan el puente de un carácter singularmente espacial.

En el artículo se describirá de manera pormenorizada la secuencia constructiva del viaducto, ideada para optimizar los recursos de medios auxiliares y garantizar la máxima amplitud del cauce del río durante la etapa constructiva.

El proceso constructivo adoptado es el siguiente:

- Encauzamiento provisional del río.
- Construcción de plataforma de trabajo y construcción de apoyos provisionales en el vano central.
- Prefabricación de los nervios transversales del viaducto.
- Instalación de cimbra porticada
- Izado de nervios transversales sobre cimbra porticada.

- Hormigonado in situ de vigas principales longitudinales en 3 fases.
- Hormigonado de los arcos.
- Instalación de péndolas.
- Desapeo parcial mediante pretensado longitudinal de vigas principales.
- Desapeo total mediante gatos y demolición de apoyos provisionales.

Las operaciones de desapeo y puesta en carga de las péndolas serán monitorizadas en tiempo real a través del control de cargas en todas las péndolas y de la propia reacción en los gatos. La construcción está prevista que finalice para marzo de 2020.

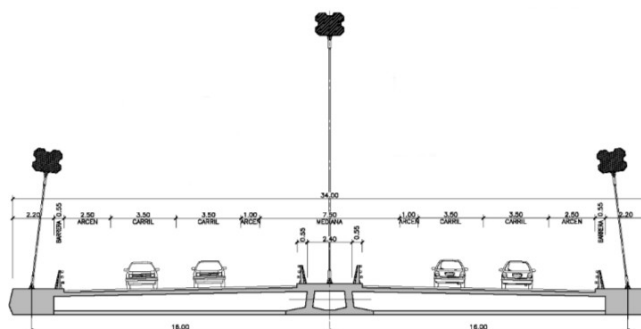


Figura 1. Sección transversal del viaducto.



Figura 2. Estado de la construcción.

## Cubierta y fachada de la remodelación del estadio de Anoeta

- **Jose Luis Hervás Trapero**  
Ingeniero Civil. Fhecor Ingenieros Consultores, S.A. Ingeniero de Proyecto.  
[jlht@fhecor.es](mailto:jlht@fhecor.es)
- **Roberto Duque Corroto**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. Fhecor Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Proyecto.  
[rdc@fhecor.es](mailto:rdc@fhecor.es)
- **Fernando José Pinedo Bello**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. Fhecor Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Proyecto.  
[fpb@fhecor.es](mailto:fpb@fhecor.es)
- **Eduardo Romero Rey**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. Fhecor Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Departamento.  
[err@fhecor.es](mailto:err@fhecor.es)

### PALABRAS CLAVE:

Cubierta, fachada, estructura metálica, etfe, revit.

## RESUMEN

La estructura principal de cubierta tiene como objetivo cubrir los nuevos graderíos que se ejecutarán en la actual pista de atletismo. La estructura se compone de 4 cerchas metálicas espaciales de sección triangular que se cruzan en cuatro puntos. El apoyo sobre los pilares se resuelve mediante neoprenos anclados al hormigón.

Las dos cerchas más largas de longitud entre apoyos de 192.95 metros, tienen forma curvada con el objetivo de acoplarse a la curva correspondiente de la cubierta existente en las tribunas Este y Oeste. Las dos cerchas más cortas de longitud 156.00 m son horizontales y sin curvatura, correspondientes a los fondos Norte y Sur del estadio. En ambos casos el canto de las secciones es de 8.75 metros y la separación entre cordones inferiores es de 8 metros entre sí.

Bajo las celosías metálicas se dispone una cubrición de ETFE dispuesto sobre unos bastidores metálicos.

Toda la estructura de fachada conformada por barras atornilladas a esferas, se compone de pórticos espaciales separados 5.50 metros entre apoyos. El apoyo de los pórticos se realiza en algunos casos en la estructura existente y en otros en estructura nueva. En el caso de las tribunas Este y Oeste, la estructura debe adaptarse geoméricamente a la estructura existente del estadio, pues se mantienen los pórticos de hormigón existentes que sustentan la cubierta de tribunas. Por esta razón, los pórticos de la estructura de fachada se apoyan en algunos casos sobre los pórticos de hormigón existentes.

Para la correcta coordinación del proyecto entre las diferentes disciplinas se ha desarrollado en proyecto en REVIT, previo paso por grasshopper.



Figura 1. Izado de la cercha Norte.

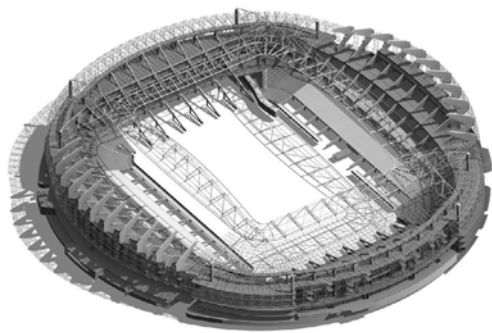


Figura 2. Modelo REVIT.

## *D4R7. Cruce del Danubio. Definición de la solución adoptada y aspectos constructivos*

- **Carlos J. Bajo Pavía**  
Ingeniero de Caminos. FERROVIAL AGROMÁN S.A. Jefe de Área Estructuras de Obra Civil.  
[carlos.bajo@ferrovial.com](mailto:carlos.bajo@ferrovial.com)
- **José Manuel Simón-Talero Muñoz**  
Dr. Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Consejero Delegado.  
[jsimontalero@torroja.es](mailto:jsimontalero@torroja.es)
- **Luis Martín-Tereso López**  
Ingeniero de Caminos. FERROVIAL AGROMÁN S.A. Jefe de Departamento Estructuras de Obra Civil.  
[carlos.bajo@ferrovial.com](mailto:carlos.bajo@ferrovial.com)
- **Ángel Carriazo Lara**  
Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERIA S.L.P. Director Técnico.  
[acarriazo@torroja.es](mailto:acarriazo@torroja.es)
- **Wojciech Wlodzimirski**  
Ingeniero de Caminos. FERROVIAL AGROMÁN S.A. D4r7. Structures Design Manager.  
[wwlodzimirski@ferrovial.com](mailto:wwlodzimirski@ferrovial.com)
- **Ramón Merino Martínez**  
Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERIA S.L.P. Jefe de Proyecto.  
[rmerino@torroja.es](mailto:rmerino@torroja.es)

## PALABRAS CLAVE:

Danubio, Bratislava, hormigón, postesado, pretensado, voladizos, autocimbra, cajón, jabalcones, tablestacas.

## RESUMEN

La estructura más emblemática del proyecto D4R7 es el 6º cruce del Danubio en Bratislava.

El cruce del Danubio comprende 3 km de autopista continua elevada sobre el Danubio, su llanura de inundación y las áreas adyacentes.

D4R7. Cruce del Danubio. Modelo 3D.

Tiene una alineación recta en planta a lo largo de un corredor establecido a través de esta área de especial protección (Natura 2000). Los requerimientos técnicos que han condicionado decisivamente la solución estructural (que se explicarán en el artículo) son algunas de las medidas requeridas según el proceso de aprobación medioambiental.

Se distinguen 4 secciones del cruce (de oeste a este):

- Puente de acceso oeste.  
Esta sección incluye el dique de contención este, el canal de drenaje asociado y el "Jarovecke Rameno", laguna conectada con río principal pero que, salvo crecidas, no lleva corriente. Es un área residencial de casa flotantes y actividades deportivas acuáticas. Se resuelve con un puente de 785m de longitud y vanos tipo de 67.5 m de luz.
- Puente del Kayak.  
Esta sección incluye un canal aislado del río de 2000 m de largo y 200 m de ancho usado para actividades de kayak. Se resuelve con un puente de Voladizos de 210 m de luz principal.
- Puente del Danubio.  
Cruce del curso principal del río Danubio, de 300 m de ancho en condiciones normales. Se resuelve con un puente de voladizos de 170 m de luz principal.
- Puente de acceso este.  
Esta sección incluye el dique del este, la llanura de inundación y los bosques adyacentes con varios canales menores. Se resuelve con un puente de 1250 m de longitud y vano tipo de 70m.

La sección funcional de la autopista comprende 2+2 carriles anchos más carriles peatonales a ambos lados, con un ancho total de 35 m. Se ha resuelto con una sección cajón única con jabalcones.



Figura 1. Cruce del Danubio. Vanos del Oeste.



## D4R7. Presentación general y criterios de proyecto

- **Carlos J. Bajo Pavía**  
Ingeniero de Caminos. FERROVIAL AGROMÁN S.A. Jefe de Área Estructuras de Obra Civil.  
[carlos.bajo@ferrovial.com](mailto:carlos.bajo@ferrovial.com)
- **José Manuel Simón-Talero Muñoz**  
Dr. Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Consejero Delegado.  
[jsimontalero@torroja.es](mailto:jsimontalero@torroja.es)
- **Luis Martín-Tereso López**  
Ingeniero de Caminos. FERROVIAL AGROMÁN S.A. Jefe de Departamento Estructuras de Obra Civil.  
[carlos.bajo@ferrovial.com](mailto:carlos.bajo@ferrovial.com)
- **Ángel Carriazo Lara**  
Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERIA S.L.P. Director Técnico.  
[acarriazo@torroja.es](mailto:acarriazo@torroja.es)
- **Wojciech Włodzimirski**  
Ingeniero de Caminos. FERROVIAL AGROMÁN S.A. D4r7. Structures Design Manager.  
[wwlodzimirski@ferrovial.com](mailto:wwlodzimirski@ferrovial.com)
- **Álvaro Mazariegos Borobio**  
Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERIA S.L.P. Ingeniero de Proyecto.  
[amazariegos@torroja.es](mailto:amazariegos@torroja.es)

## PALABRAS CLAVE:

Danubio, Bratislava, PPP Project, hormigón, pretensado, voladizos, vigas, pérgola, prefabricados, circunvalación.

## RESUMEN

El Proyecto D4R7 consiste en la ejecución de la circunvalación de Bratislava en su tramo Sur-Este (D4) junto con una nueva autopista radial desde la capital (R7), que nace en el enlace de Prievoz y discurre paralelamente al Danubio por la orilla Norte.

El proyecto tendrá un gran impacto beneficioso en la ciudad, facilitando una autopista de circunvalación a la ciudad y descongestionando el tráfico que pasa por el centro de la ciudad.

Desde el punto de vista constructivo, el proyecto se ha dividido en 5 tramos:

- Sección 1. Autopista D4 desde nudo de Jarovce (conexión con D2) to Ivanka Sever (conexión a D1), incluido el nudo de Ketelec (conexión D4 y R7).
- Sección 2. Autopista D4 desde Ivanka Sever al nudo de Rača (continuará en un futuro tramo del anillo, fuera del presente contrato, en túnel bajo el Male Tatra).
- Sección 3. Autopista Radial R7 desde el nudo de Prievoz (conexión con D1 y entrada a la ciudad) hasta el nudo de Ketelec.
- Sección 4. Autopista Radial R7 desde Ketelec hasta Dunajská Lužna.
- Sección 5. Autopista Radial R7 desde Dunajská Lužna a Holic.



Figura 1 D4R7. Secciones del proyecto.



Figura 2. Lorem.

El Proyecto incluye unas 100 estructuras nuevas de paso de todo tipo: Pasos superiores de vigas, viaductos de losas poste-

sadas, pasos inferiores, pórticos de pasos de fauna, pasarelas, etc... además de la rehabilitación y mejora de otras existentes, especialmente en el enlace de Prievoz.

La estructura más emblemática del proyecto es el Cruce del Danubio, lo que supondrá el 6th cruce del Danubio en la ciudad de Bratislava.

El proyecto, adjudicado en 2016, está siendo desarrollado por el consorcio "Zero Bypass Bratislava" compuesto por las compañías Ferrovial y Porr. El núcleo del equipo de diseño de las estructuras está formado por DPP y Torroja.

---

## *Desempeño sísmico de muros delgados de concreto reforzado representativos de la construcción industrializada*

- **Roger Ortega Caraballo**  
Ingeniero Civil, M.Sc. en Ingeniería. Universidad del Valle. Estudiante de doctorado en Ingeniería.  
[ortega.roger@correounivalle.edu.co](mailto:ortega.roger@correounivalle.edu.co)
- **Peter Thomson Roach**  
Ingeniero Aeroespacial, Ph.D. en Ingeniería Aeroespacial. Universidad del Valle. Profesor Titular.  
[peter.thomson@correounivalle.edu.co](mailto:peter.thomson@correounivalle.edu.co)
- **Pedro Torres Arbeláez**  
Ingeniero Civil. Universidad del Valle. Estudiante de maestría en Ingeniería.  
[pedro.torres@correounivalle.edu.co](mailto:pedro.torres@correounivalle.edu.co)
- **Gilberto Areiza Palma**  
Ingeniero Civil, M.Sc. en Ingeniería Estructural. Universidad del Valle. Profesor Titular.  
[gilberto.areiza@correounivalle.edu.co](mailto:gilberto.areiza@correounivalle.edu.co)
- **Johannio Marulanda Casas**  
Ingeniero Civil, Ph.D. en Ingeniería. Universidad del Valle. Profesor Titular.  
[johannio.marulanda@correounivalle.edu.co](mailto:johannio.marulanda@correounivalle.edu.co)

### **PALABRAS CLAVE:**

Muros delgados, concreto reforzado, desempeño sísmico, carga lateral.

### **RESUMEN**

La construcción industrializada de edificaciones de muros delgados de concreto reforzado ha tomado un auge importante en los últimos años en Latinoamérica, debido a que presenta mayores rendimientos y menor consumo de recursos respecto de otros sistemas constructivos. Sin embargo, su desempeño sísmico ha sido cuestionado. En este artículo se resumen los resultados de dos ensayos de muros delgados y esbeltos sometidos a carga lateral, y se analiza la respuesta experimental de muros de características similares evaluados en otras investigaciones. La evaluación de su comportamiento indica que el sistema puede presentar una capacidad de deformación limitada, y que las prácticas de diseño no son adecuadas para zonas de amenaza sísmica alta.



Figura 1. Sistema industrializado.



Figura 2. Problemas en el vaciado del concreto.

---

## *Desmontaje mediante pontona del puente MD-88 sobre el río Danubio (Novi Sad, Serbia)*

- **Sara Valor González**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L.. Ingeniera de Proyectos.  
[svalor@k2ingenieria.es](mailto:svalor@k2ingenieria.es)
- **Juan Pérez Torres**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. AZVI, S.A. Director Técnico.  
[jpereztorres@azvi.es](mailto:jpereztorres@azvi.es)
- **Ricardo Rico Rubio**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director de Ingeniería.  
[rrico@k2ingenieria.es](mailto:rrico@k2ingenieria.es)
- **César Casanova García**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. AZVI, S.A. Coordinador Asistencias Técnicas y Proyectos.  
[ccasanova@grupoazvi.com](mailto:ccasanova@grupoazvi.com)
- **Xacobe Otero Dans**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Ingeniero de Proyectos.  
[xotero@k2ingenieria.es](mailto:xotero@k2ingenieria.es)
- **Sergio Couto Wörner**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director General  
[scouto@k2ingenieria.es](mailto:scouto@k2ingenieria.es)

## PALABRAS CLAVE:

Desmontaje, pontona, heavylifting, celosía, skidding, Danubio.

## RESUMEN

Tras la apertura del puente Zvezj en Novi Sad (Serbia), era necesario desmontar el puente provisional denominado MD-88 para aumentar el gálibo vertical y horizontal del canal navegable.

El MD-88 consistía un puente metálico de 6 vanos isostáticos (72m+72m+72m+102m+72m+36m), y una longitud total de 433.5 m. El vano de 102 m estaba formado por una viga de colsia en "K" de 12 m de canto con el cordón superior arriostrado, el resto de vanos, por celosías tipo Warren con montantes de 6m de canto con cordón superior exento.

El puente permitía el tráfico ferroviario y rodado de forma alternativa, con un ancho de 5.3 m entre planos de celosías. También permitía el tráfico peatonal mediante pasillos en voladizo. Cuatro de las cinco pilas se encuentran sobre el Danubio, por lo que las características de la corriente tuvieron gran importancia en la elección del proceso de desmontaje y durante la maniobra en sí.

Se estudiaron diferentes métodos para el desmontaje siendo el elegido el transporte de los vanos por el río desde su posición inicial hasta la de desmontaje mediante navegación sobre pontona, mateniendo un esquema estructural isostático. En la pontona se ubicó un sistema modular hidráulico para grandes cargas y grandes desplazamientos verticales. En la zona de descarga se habilitó una estructura metálica compuesta por dos alineaciones de pórticos continuos sobre la que, una vez descargado el vano, se deslizaba mediante un sistema de patines y gatos horizontales y verticales hasta llegar a tierra. En tierra, los vanos se desmontaban pieza a pieza para su montaje posterior en otras ubicaciones.

El peso movilizado fueron 310 tn para el vano de 102 m y 170 tn para los vanos de 72 m.

El control de la maniobra estaba basado en control de reacciones (computerizado en pontona y mediante manómetros durante skidding) y control de deformaciones mediante medidas topográficas.



Figura 1. Vista área durante maniobra de navegación de vano de 102 m.



Figura 2. Vista de pontona y sistema de gatos durante maniobra de navegación de vano de 102 m.

## Diseño y construcción de compuerta en el puerto de Santa Cruz de la Palma

### • Manuel Biedma García

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe de Departamento Estructuras Metálicas y Procedimientos Constructivos.  
[manuel.biedma.garcia@acciona.com](mailto:manuel.biedma.garcia@acciona.com)

### • Luis Carrillo Alonso

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe de Departamento Estructuras Obra Civil y Hormigón.  
[luis.carrillo.alonso@acciona.com](mailto:luis.carrillo.alonso@acciona.com)

### • Francisco Javier Martínez López

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe de Proyectos División de Estructuras.  
[franciscojavier.martinez.lopez@acciona.com](mailto:franciscojavier.martinez.lopez@acciona.com)

## PALABRAS CLAVE:

Compuerta metálica, estructura metálica móvil, obra marítima.

## RESUMEN

Se han diseñado y construido unas compuertas que permiten el cierre completo de la dársena de embarcaciones menores del puerto de Santa Cruz de La Palma, de manera que se atenúe la agitación debida al oleaje que se produce en su interior. Se trata de un novedoso sistema de cierre completo de dársena en zonas portuarias muy expuestas a la acción del oleaje, mediante un sistema que combina un muro de gravedad en el fondo marino y compuertas metálicas que se mueven hasta situarse en la posición adecuada.



Figura 1. Alzado de la Compuerta y Torres de Cuelgue durante el montaje.



Figura 2. Torres de Cuelgue y Sistema de Elevación de las compuertas.

Para ello se ha previsto realizar las siguientes actuaciones: en primer lugar reducir el ancho libre existente en dicha bocana, recreciendo el muelle del lado Oeste mediante la ejecución de un macizo de hormigón de 8.00 m de longitud y de ancho idéntico al del muelle existente. Este macizo se realiza con un encofrado adosado al muelle existente. Adicionalmente se ejecutó en el ancho de la bocana, y apoyado sobre su fondo, un muro de gravedad de 5.00 m de altura. A continuación en el ancho reducido de la bocana se instalaron 2 compuertas metálicas de cierre de la misma de 4.00 m de altura y aproximadamente 24.5 m de ancho, que permiten el cierre de la bocana por encima del muro de gravedad indicado anteriormente. El montaje del conjunto se puede apreciar en la figura 1.

El conjunto de las compuertas se pueden disponer en 4 posiciones distintas: una de descanso sobre el fondo, 2 de funcionamiento para cubrir los diferentes niveles de mareas y una de mantenimiento que permite extraer las compuertas fuera del agua para realizar las tareas de reparación.

Ambas compuertas se desplazan verticalmente en 2 planos verticales separados entre sí 1.60 m mediante el accionamiento de un conjunto de 4 polipastos, sincronizados todos ellos entre sí. Estos elementos se colocarán sobre dos torres metálicas que quedan apoyadas en los extremos de los muelles como se indica en la figura 2.

El sistema de izado permite el movimiento de las compuertas mediante el accionamiento de los cables de los polipastos, pero adicionalmente se ejecuta un sistema que consiste en una biela con taladros donde se ensartan unos bulones automatizados que permiten que el peso de las compuertas no descansa sobre el mecanismo de los polipastos, con el fin de preservarlos.

## Diseño y construcción de las estructuras de enlace del nuevo Paseo Del Bajo, Buenos Aires (Argentina)

- **Guillermo Capellán Miguel**  
Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Director Técnico.  
[gcapellan@arenasing.com](mailto:gcapellan@arenasing.com)
- **Santiago Guerra Soto**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Director Internacional.  
[sguerra@arenasing.com](mailto:sguerra@arenasing.com)
- **Mariela García Pérez**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Project Manager.  
[mgarcia@arenasing.com](mailto:mgarcia@arenasing.com)
- **Sara Urdinguio Vega**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Ingeniera de Estructuras.  
[surdinguio@arenasing.com](mailto:surdinguio@arenasing.com)
- **Nicolás Román Bertaina Capovilla**  
Ingeniero Civil. Arenas & Asociados. Country Manager, Argentina.  
[nbertaina@arenasing.com](mailto:nbertaina@arenasing.com)
- **Carla Ody Julián**  
Ingeniero Civil. Arenas & Asociados. Country Manager, Argentina.  
[cjulian@arenasing.com](mailto:cjulian@arenasing.com)

### PALABRAS CLAVE:

Viaducto, enlace, prefabricación, pretensado, Buenos Aires, digitalización.

## RESUMEN

Con objeto de eliminar el tráfico de vehículos pesados a cota de calle en un área de gran calidad urbana y turística de la Ciudad de Buenos Aires, como es Puerto Madero, surge el proyecto del Paseo del Bajo. Este se desarrolla desde la autopista 25 de Mayo, hasta su unión en el norte con la autopista Arturo Illia. La nueva sección interurbana tiene 7.1 km de longitud, y ha sido construida en su zona central en trinchera abierta, con dos complejos enlaces compuestos por viaductos de vigas prefabricadas, que se unen a las actuales autopistas elevadas. La infraestructura ha liberado 60 000 m<sup>2</sup> de espacios públicos a lo largo del Paseo del Bajo para el disfrute de residentes y turistas. Arenas & Asociados es responsable del proyecto y asistencia técnica a constructora de las estructuras que enlazan con las autopistas preexistentes, con una longitud global de viaductos de más de 3500 m. Para cumplir con los reducidos plazos desarrollamos el software "VICBeam", el cual además de mostrar la geometría en 3D de todos los elementos, proveía directamente de planos de geometría a nivel constructivo y planillas de armado. El trazado vial marca la geometría de los puentes, de planta curva en la mayor parte de su recorrido. Los viaductos están resueltos mediante tableros isostáticos de vigas pretensadas de 1.40 m de canto, con diafragmas extremos sobre las que se dispone una losa de hormigón armado de 20 cm de espesor. Para reducir el número de juntas entre tablero y proporcionar el mejor confort de marcha, se dispusieron juntas tipo Thormack, intercaladas entre las juntas convencionales de calzada. Finalmente, mencionar que el tablero descansa sobre pórticos de hormigón, en unos casos prefabricados *in-situ*, y en otros, hormigonados sobre cimbra. Están compuestos por un dintel superior, y columnas circulares cimentadas sobre pilas-pilotes *in-situ*.



Figura 1. Izado de uno de los dinteles prefabricados.



Figura 2. Vista inferior del Viaducto Norte.

## Diseño y construcción del nuevo puente de Espartxo sobre el río Urumea, San Sebastián

- **Guillermo Capellán Miguel**  
Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Director Técnico.  
[gcapellan@arenasing.com](mailto:gcapellan@arenasing.com)
- **Marianela García Pérez**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Project Manager.  
[mgarcia@arenasing.com](mailto:mgarcia@arenasing.com)
- **Miguel Sacristán Montesinos**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Director, Oficina de Santander.  
[msacristan@arenasing.com](mailto:msacristan@arenasing.com)
- **José D. Berrazueta Sánchez De Vega**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Responsable de Calidad.  
[jberrazueta@arenasing.com](mailto:jberrazueta@arenasing.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente urbano, pila singular, estructura metálica, Espartxo, Txomin-Enea, San Sebastián.



Figura 1. Ferrallado de la pila singular.



Figura 2. Contrapicado del nuevo puente previo a la demolición del actual Espartxo Zubia.

### RESUMEN

El nuevo puente de Espartxo, actualmente en construcción, sustituirá al ya deteriorado Espartxo Zubia, de solo 6.60 m de ancho, que ha quedado obsoleto por su reducida anchura, la ausencia de aceras y carril bici, y su baja cota que podría generar problemas hidráulicos. La actuación forma parte del conjunto de obras de urbanización del área LM.06 de Txomin-Enea, situado entre los barrios de Loiola y Martutene, promovidas por el Ayuntamiento de San Sebastián.

El nuevo puente tiene una longitud de 59.4 m entre apoyos de estribos, repartidos en dos vanos metálicos de 42 m y 17.4 m, con una única pila singular situada en margen izquierda, formada por dos brazos en V de hormigón con superficies regladas alabeadas y núcleo central metálico, lo cual mejora el comportamiento hidráulico y disminuye el coste en cimentaciones.

La sección transversal del puente alcanza una sección útil de 18.30 m, con calzada central de 7 m para dos carriles de circulación de 3.20 m, una acera en voladizo de 4 m aguas abajo, y un voladizo de 5.50 m aguas arriba, formado por una acera exterior de 3 m y un carril bici de 2.50 m.

La planta del puente es su característica más singular, al abrirse los voladizos de aceras en el vano lateral de 17.40 m, hasta independizarse del núcleo central del tablero para formar sendas pasarelas laterales. El núcleo central del tablero, de 8.80 m de ancho, incluye la calzada y la estructura principal del mismo, y se ejecuta en primer lugar. Los nervios de borde metálicos de los laterales, conforman las barreras entre calzada y aceras. Esta configuración permite respetar el galibo hidráulico necesario reduciendo el canto bajo rasante y también el canto aparente de tablero, con lo que el resultado es una estructura muy esbelta.

## Diseño y construcción del polideportivo Villa El Salvador. Juegos Panamericanos, Lima (Perú)

- **Roque Sánchez Meza**  
Ingeniero Civil, Doctor. TYPSA-Perú. Jefe de Equipo. Departamento de Estructuras.  
[rsanchez@typsa.es](mailto:rsanchez@typsa.es)
- **Emiliano Gómez García**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYPSA. Jefe de Equipo. Departamento de Estructuras.  
[egomez@typsa.es](mailto:egomez@typsa.es)
- **Álvaro Del Cuvillo Martínez Ridruejo**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYPSA. Jefe de Sección. Departamento de Estructuras.  
[adelcuvillo@typsa.es](mailto:adelcuvillo@typsa.es)

### PALABRAS CLAVE:

Fast-track, sismo, gradas prefabricadas, vibraciones, polideportivo.

### RESUMEN

Los Juegos Panamericanos (JJPP) se celebrarán en Lima en los meses de julio y agosto de 2019 y es el evento deportivo más importante en el continente americano después de los Juegos Olímpicos.

Para completar las instalaciones deportivas de Lima se lanzan a licitación diferentes sedes siendo una de ellas el polideportivo de Villa El Salvador.

La UTE encargada de la construcción del polideportivo (OHL-JE) contrata a TYPSA para desarrollar el proyecto de detalle así como la posterior asistencia técnica a obra. El proyecto estructural arranca en abril del 2018, con un condicionante muy fuerte para cumplir el plazo de la obra, por lo que se decide que sea tipo *fast-track*.

Los ambientes necesarios para el desarrollo de los juegos son: Zona de Competencia y Zona de Calentamiento. La Zona de Competencia es el área donde se desarrollan los propios juegos en sí, con tribunas en todos sus lados y con una cubierta que aisle el ruido exterior e interior.

Las gradas han sido diseñadas con un sistema “dual”: vigas, pilares y gradas prefabricadas (con nudos rígidos) y muros de corte “in situ”, para resistir los esfuerzos sísmicos horizontales. En Lima estas soluciones prefabricadas no son habituales y en este caso servirá como prototipo para futuras realizaciones.

En la cubierta principal se disponen pórticos metálicos transversales dobles, formados por celosías de canto variable de 69 m de largo y pilares de 13m de altura, separados 2.0 m y arriostrados entre sí. Se disponen 6, separados 21.0, 18.0 y 15.9 m. La cubierta se completa con celosías secundarias longitudinales. La cubierta tiene 6000 m<sup>2</sup>.

La zona de calentamiento tiene unas dimensiones en planta de 78.4x41.4 m y está formada por ocho pórticos separados 11.2 m con cubierta a dos aguas.



Figura 1. Vista general del polideportivo acabado.



Figura 2. Vista en planta de las zonas.

## Equipos para la construcción de puentes de hormigón con elementos prefabricados

- **Aquilino Secio Raimundo**  
Enjehneiro Civil. Strukturas AS. Sales Manager  
[ar@strukturas.no](mailto:ar@strukturas.no)
- **José Antonio Becerra Mosquera**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Strukturas AS. Agent market France.  
[a.becerra@strukturas.fr](mailto:a.becerra@strukturas.fr)

### PALABRAS CLAVE:

Hormigón prefabricado, launching gantry, beam launcher, segment lifter, full span, precast concrete, cable stay segment lifter.

### RESUMEN

La construcción de puentes de hormigón con elementos prefabricados puede suponer en determinadas situaciones de una abrumadora ventaja competitiva contra la construcción de las estructuras *in situ*.



Figura 1. Lanzadera de tableros completos, o lanzaderas Full Span.



Figura 2. Ejecución de viaducto con Launching Gantry.

La fabricación de elementos prefabricados de hormigón supone una garantía en términos de calidad y acabados, a la vez que puede suponer, en lugares donde las temperaturas estivales son muy bajas, la única alternativa para la construcción y hormigonado de elementos en invierno.

Las posibilidades para el montaje de estructuras con elementos prefabricados se puede decir que son “infinitas”. Podemos hablar desde la construcción de un tablero de vigas, con la utilización de un lanzavigas o *Beam Launcher*, hasta el montaje de un vano completo con una lanzadera de tipo “full span”. Como posibilidades intermedias, podemos incluir los



“segment lifter”, o equipos que izan segmentos de tablero (izado de dovelas prefabricadas a modo de avance en voladizos), los equipos para izado y colocación de dovelas en puentes atirantados o los “launching gantry”, que son estructuras capaces de montar un vano completo dovela a dovela hasta su ensamblado y tesado final.

## Evolución del proyecto y la construcción de cubiertas de estadios en España en las últimas décadas

- **Jesús Gómez Hermoso**

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Profesor Contratado Doctor.

[jesusgomezhermoso@gmail.com](mailto:jesusgomezhermoso@gmail.com)

- **David Lara Martínez**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INTEMAC. Departamento de Estructuras.

[davidlrmtnz@gmail.com](mailto:davidlrmtnz@gmail.com)

### PALABRAS CLAVE:

Estructuras, estadio, cubierta, anillos compresión-tracción.

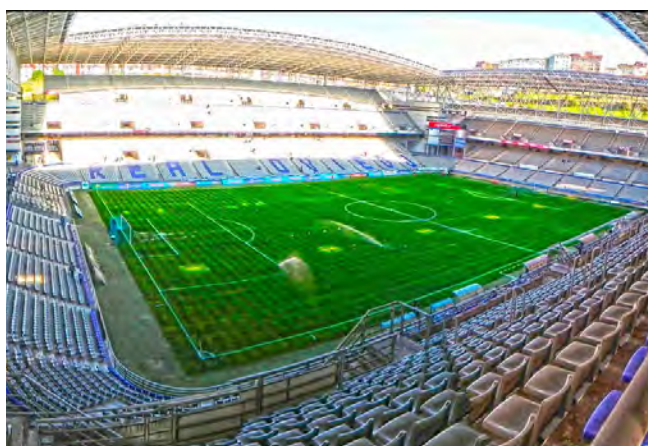


Figura 1. Estadio Carlos Tartiere.



Figura 2. Estadio Olímpico de Sevilla.

### RESUMEN

En las últimas décadas se han producido en España el proyecto y construcción o rehabilitación de numerosos estadios,

fundamentalmente de fútbol. En estos estadios, inicialmente descubiertos, se han ido creando estructuras de cubierta o, incluso, se ha procedido a la demolición y nueva construcción de otros nuevos estadios que sustituían a los primeros, ya con una estructura de cubierta desde su origen.

Estas estructuras de cubierta han ido evolucionando, tanto en concepción tipológica como en procedimientos de construcción. Partiendo de ménsulas perpendiculares a la dirección principal del graderío, se ha ido evolucionando a grandes cerchas paralelas al mismo y, más recientemente, a los sistemas de doble anillo (exterior de compresión e interior de tracción). En algunas ocasiones, incluso, se ha llegado a superponer más de un concepto en un corto espacio de tiempo. Es el caso del estadio San Mamés, en el que, tras la construcción del nuevo con una cubierta con ménsulas radiales, se ha completado con un sistema de anillos de compresión y tracción que incrementa la superficie cubierta hacia el interior del campo de juego.

Los procesos constructivos han evolucionado, tanto en su concepción ingenieril como en los medios auxiliares puestos a disposición de las citadas construcciones. Ambos se muestran en la ponencia presentada.

Los estadios en los que se apoya el estudio realizado son los de San Mamés, Balaídos, Carlos Tartiere, Riazor, Santiago Bernabéu, Camp Nou, Sánchez-Pizjuan, El Pasarón, Vicente Calderón, Lucena, José Zorrilla, El Chapín, el Olímpico de Sevilla, Del Mediterráneo, Cornellá, Nuevo Mestalla, San Mamés Barria y Metropolitano.

## Construcción del nuevo puente de Gerald Desmond

- **David Arribas Mazarracín**

Master Civil Engineer. FCC Construcción. Bridge Department.

[darribas@fcc.es](mailto:darribas@fcc.es)

- **Pablo Bernal Sahún**

Master Civil Engineer. FCC Construcción. Bridge Department.

[pbernals@fcc.es](mailto:pbernals@fcc.es)

- **Pablo López Marzo**

Master Civil Engineer. FCC Construcción. Project Manager.

[plopezm@sfigdb.com](mailto:plopezm@sfigdb.com)

- **Mariano Herraiz Gómez**

Master Civil Engineer. FCC Construcción. Construction Manager.

[mherraiz@sfigdb.com](mailto:mherraiz@sfigdb.com)

### PALABRAS CLAVE:

Nuevo Gerald Desmond, puente atirantado, construcción, cimbra autolanzable.

### RESUMEN

El nuevo puente de Gerald Desmond, situado en Long Beach (California), está formado por un tramo principal atirantado de 610 m de longitud y 305 m de luz máxima y dos tramos de acceso de 1800 m de longitud total y luces comprendidas entre 65 y 70 m. El consorcio formado por FCC, Shimick e Impregilo (SFI JV) ganó el concurso para el diseño y construcción de este puente promovido por la autoridad del Puerto de Long Beach en el año 2012 en co-

laboración con el Departamento de Transporte de California. El puente principal se construye por voladizos sucesivos mientras que los viaductos de acceso se han ejecutado principalmente empleando cimbras autolanzables.



Figura 1. Puente existente de Gerald Desmond.



Figura 2. Nuevo puente de Gerarald Desmond en construcción junto a puente existente.

## *Influencia sismo-geotécnica en el diseño y la construcción de hospitales en México*

- **Fco. Javier Rodríguez Ortiz**  
Ingeniero de Caminos, CC. y PP. Sacyr Ingeniería e Infraestructuras. Técnico.  
[fjrodriguez@sacyr.com](mailto:fjrodriguez@sacyr.com)
- **Ángel Sánchez De Dios**  
Ingeniero de Caminos, CC. y PP. Sacyr Ingeniería e Infraestructuras. Jefe de Departamento.  
[asanchezd@sacyr.com](mailto:asanchezd@sacyr.com)

### **PALABRAS CLAVE:**

Construcción de estructuras, sismo, suelo, tipologías sismorresistentes, muros de corte, aisladores, ductilidad.

### **RESUMEN**

El presente artículo describe la influencia del tipo de suelo y su comportamiento geotécnico, tanto desde el punto de vista

estático como del dinámico, en la elección de una tipología estructural concreta para el desarrollo de la construcción hospitalaria en México.

Se describe la tipología estructural empleada en la construcción de dos hospitales: (1) el hospital “El Marqués”, situado en Querétaro, que está cimentado en una roca basáltica, y que por ello pudo ser diseñado y construido con una estructura sismorresistente convencional mediante muros de cortante; (2) el hospital de Tláhuac, situado en la laguna de México, que presentó un diseño inicial con estructura sismorresistente convencional mediante muros de cortante, pero en el que los estudios locales de espectro de sitio y el cambio en la normativa sísmica del DF, junto con el terremoto acaecido en el DF en el año 2017, ocasionaron una modificación en la estrategia de defensa sísmica, y con ello, el empleo de aisladores de base en el edificio.

A lo largo del artículo se describirán, para los dos hospitales, las características geotécnicas del terreno, incluidas las dinámicas, los requerimientos principales de las normas sísmicas vigentes en el momento de la construcción, así como el grado de protección prescrito por el pliego del concurso, y las tipologías estructurales empleadas en el diseño, junto con las características principales de los mismos.



Figura 1. Perspectiva texturizada del modelo informático del edificio.

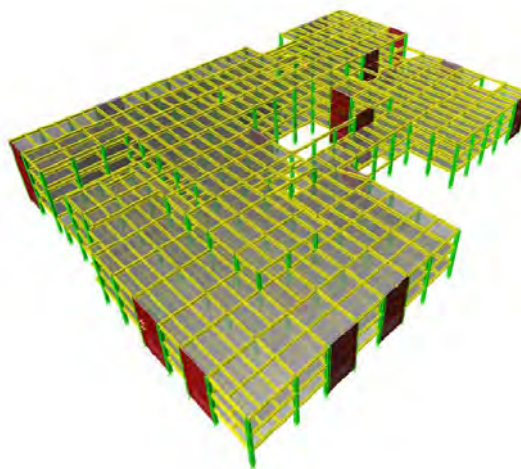


Figura 2. Modelo numérico del edificio principal.

---

## Installation of a 1.700 t Pylon for the New Wear Crossing Bridge at Sunderland – UK

- **José María Martínez Gutiérrez**  
MSc Civil Engineer. SARENS. Technical Solutions Spain Manager.  
[Josemaria.martinez@SARENS.com](mailto:Josemaria.martinez@SARENS.com)
- **Dimitri Laurent**  
MSc International Management & Business Studies. SARENS. Sales Manager  
HUB2 – Southern Europe / Africa.  
[dimitri.laurent@SARENS.com](mailto:dimitri.laurent@SARENS.com)

### KEY WORDS:

Barges, SPMT (Self Propelled Modular Trailers), cranes, tilting, jacking systems, strand jacks.



Figure 1. Pylon passing under canal bridge.



Figure 2. Pylon right after ending the tilting.

### ABSTRACT

The New Wear Crossing bridge, a project of the city of Sunderland in the UK, was open in 2018. The bridge spans the River Wear from Castletown to Pallion with 300m length. Its centrepiece is a soaring 105 m-high pylon.

With dual 2-lane carriageways for vehicles and dedicated cycle and pedestrian routes, the New Wear Crossing will enhance public transport as well as significantly improve transport links to the city center and Port of Sunderland from the A19 and A1.

SARENS was contacted by VICTOR BUYCK STEEL CONSTRUCTION for the installation of the 1700 tons (more than 1.000 steel tons and concrete) A-frame pylon for the Sunderland bridge, which was fabricated at their steel shop in Belgium. The main dimensions of the pylon are 105 m height and 30 m width.

SARENS' scope included:

- Load out of the pylon at VICTOR BUYCK facilities by means of SPMTs on one of our twin barge (December '16).
- River transport of the pylon on this barge till Ghent harbor.
- Water transfer of the pylon from the twin barge to one of our sea-going barges, by means of SPMTs.
- Sea transport of the pylon along the English Channel until Greenwells Quay at the Port of Sunderland (arriving 7<sup>th</sup> Jan '17).
- Transport of the pylon through the River Wear till the final bridge site.
- Turning 90° around the vertical axis of the pylon by means of SPMTs.
- Connect the legs of the pylon with the giant concrete tusks that are fixed into the riverbed inside the cofferdam
- Tilting up the pylon till its final vertical position, by means of strand jacks and auxiliary steel structures like a back mast of 50 m height (11<sup>th</sup> & 12<sup>th</sup> February '17).

All this manoeuvres were performed from December 2016 till February 2017, to the entire client's satisfaction and without any incident.

---

## Installation of New Beitstandsund Bridge in Steinkjer- Norway

- **José María Martínez Gutiérrez**  
MSc Civil Engineer. SARENS. Technical Solutions Spain Manager.  
[Josemaria.martinez@SARENS.com](mailto:Josemaria.martinez@SARENS.com)
- **Dimitri Laurent Objet**  
MSc International Management & Business Administration. SARENS. Sales Manager HUB2 – Southern Europe / Africa.  
[dimitri.laurent@SARENS.com](mailto:dimitri.laurent@SARENS.com)

### KEY WORDS:

New bridge decks, installation, CC880-1, barges, tugs, SPMTs (Self-propelled modular trailers).

### ABSTRACT

SARENS is actually performing the installation of the new Beitstandsund bridge at Steinkjer, Nord Trondselag in Norway. A total of six bridge sections will be installed till July 2019 for the construction of the new 580 m long bridge. All bridge sections are being pre-assembled up in Malm.

SARENS scopes includes the inland transports of new bridge sections and their installation on final positions at the project site between Steinkjer and Verran.

SARENS has already transported a 1600 tons capacity crawler crane (Terex-Demag CC8800-1) on one of our 330 ft barges from our facilities at Ghent (Belgium) to the project site. The crane was partially rigged during transport and was completed and commissioned at site in 1.5 week time. Two

different crane configurations are foreseen to install all bridge sections: one with 84 m main boom (for the biggest sections that have to be installed one by one) and another one with 120 m main boom (for the smaller sections that will be sailed all at the same time on the barge).

To bring the bridge sections in the right position under crane hook block reach, SARENS is using two sets of our SPMTs for these approaches at Malm. Then all bridge sections will be picked up with the crane on the barge and sailed by around 3 km to the final bridge location.

The heaviest bridge section is the second one that will weigh 780 tons. All six bridge sections are expected to be installed in 3 week time.

This operation is being performed for SRBG (Sichuan Road & Bridge Group).



Figure 1. CC8800 on SARENS barge leaving Ghent.



Figure 2. Assembly of CC8800 on SARENS barge.

## Installation of the 4 Main Steel Trusses for the Roof Extension of the Anoeta Football Stadium, San Sebastian-Spain

- **José María Martínez Gutiérrez**  
MSc Civil Engineer. SARENS. Technical Solutions Spain Manager.  
[Josemaria.martinez@SARENS.com](mailto:Josemaria.martinez@SARENS.com)
- **Dimitri Laurent Objet**  
MSc International Management & Business Administration. SARENS. Sales Manager HUB2 – Southern Europe / Africa.  
[dimitri.laurent@SARENS.com](mailto:dimitri.laurent@SARENS.com)

### KEY WORDS:

Tandem lifting, cranes, extension football stadium, girders.

### ABSTRACT

On summer 2017 SARENS was on site in San Sebastián (Spain) at the Anoeta football stadium for an important roof extension. The project is spearheaded by the San Sebastián Council and features a new covered seating area that will make it possible for more fans to watch the matches.

SARENS performed tandem lifts of four new steel trusses, each weighing 400 t and measuring up to 156 metres long. In addition to the main girders, SARENS also lifted four smaller cantilever trusses.

The operation depended on two Superlift 3800 lattice boom crawler cranes in SWSL configuration. These were the only cranes able to lift 201 tonnes at a maximum radius of 54 metres: smaller cranes don't have capacity enough and bigger cranes were too for the available area. SARENS had to share the very limited working area around the stadium with several other subcontractors, and so a special attention was the relocation of these cranes around the stadium crawling by their own without dismantle them and during night shifts.

The cranes' main parts were transported by sea vessel and delivered to a harbour near the work site. Then, up to 100 trucks delivered the equipment to the stadium, located in the middle of the city. Once on site, it took approximately a week and a half to rig each crane, and most of the rigging was performed at night to avoid interfering with other subcontractors and local city transport.



Figure 1. Initial position of the cranes for taking the load.



Figure 2. Intermediate position with hooks of both cranes already inside the stadium.

Up to four crew members worked together during each lift, raising the steel trusses in tandem. Because it was crucial to achieve an accurate bolting connection between girders, the final two lifts presented a challenge.

This operation was performed for the JV ANOETA ENVOLVENTE, composed by ALTUNA y URIA and CONSTRUCCIONES MOYUA.

## Lanzador de vigas prefabricadas para la construcción de viaductos en Cebú (Filipinas)

- Patricia García Rodríguez**  
 Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe de Proyectos División de Estructuras.  
[patricia.garcia.rodriguez@acciona.com](mailto:patricia.garcia.rodriguez@acciona.com)
- Jesús Tomás Muñoz Cruz**  
 Ingeniero Técnico de Obras Públicas. Acciona Construcción. Jefe Oficina Técnica Self Performance Office.  
[jesustomas.munoz.cruz@acciona.com](mailto:jesustomas.munoz.cruz@acciona.com)
- Manuel Biedma García**  
 Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe de Departamento Estructuras Metálicas y Procedimientos Constructivos.  
[manuel.biedma.garcia@acciona.com](mailto:manuel.biedma.garcia@acciona.com)
- Fernando Flórez Llanos**  
 Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Construcción. Gerente Self Performance Office. Soporte a la Ejecución de Obra y Gestión de Equipos.  
[fflorez@acciona.com](mailto:fflorez@acciona.com)
- Oswaldo Alejandro Pellejer Padial**  
 Ingeniero Industrial. Acciona Ingeniería. Jefe de Proyectos División de Estructuras.  
[opellejer@acciona.com](mailto:opellejer@acciona.com)
- Elena Hernández Cebrián**  
 Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Ingeniero División de Estructuras.  
[ehernandezc@acciona.com](mailto:ehernandezc@acciona.com)

### PALABRAS CLAVE:

Lanzador, estructura móvil, cremallera-piñón, pendiente elevada %, vigas prefabricadas.

### RESUMEN

Para el montaje de las vigas prefabricadas de los viaductos correspondientes a la construcción de la autovía de conexión entre Cebú y Córdova en Filipinas, se ha diseñado y construido un lanzador de vigas prefabricadas, con una capacidad de 110 toneladas y una luz máxima de trabajo de 52m. La fabricación del Lanzador ha tenido una duración de 6 meses, comenzando en marzo de 2019. El trabajo del lanzador en Filipinas está previsto para enero de 2020.

La estructura está formada por dos cuchillos de estructura triangular espacial de 110,90m de longitud, 3,785m de canto y 3,80m de separación entre ellos, unidos en los extremos mediante marcos de conexión.

El principal desafío para el diseño del lanzador ha sido poder garantizar la seguridad de los trabajos en todas las maniobras a realizar, teniendo en cuenta la pendiente longitudinal de los viaductos del 6.6%. Para asumir este reto, el lanzador ha sido diseñado con un sistema de cremallera – piñón, que garantiza que en todo momento la estructura esté sujeta de forma mecánica a los carros de lanzamiento sobre pila. Este mismo mecanismo de cremallera-piñón ha sido aplicado a los puentes grúas superiores del lanzador.

El lanzador, además, ha sido diseñado teniendo en cuenta las diferentes formas de trabajo que serán requeridas para el montaje de los viaductos: carga lateral de vigas desde pontona, alimentación delantera y trasera desde el propio tablero y colocación de vigas desde un único cuchillo del lanzador. En función de la longitud de los vanos a montar, el lanzador es modular, ampliando y disminuyendo su longitud cuando es requerido. Adicionalmente, el lanzador cuenta con un polipasto en punta, de 10 toneladas de capacidad.

Para permitir los movimientos del lanzador sobre las pilas, se ha previsto un conjunto estructural formado por una viga de ripado, torres temporales modulares arriostradas entre sí mediante elementos barra- pretensada y dos familias de puntales laterales.

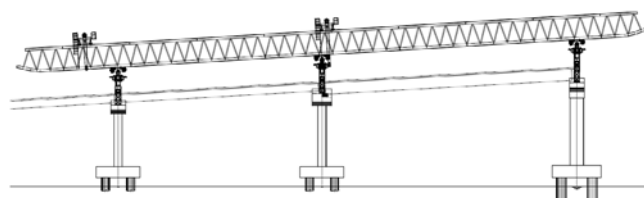


Figura 1. Sección longitudinal del lanzador.

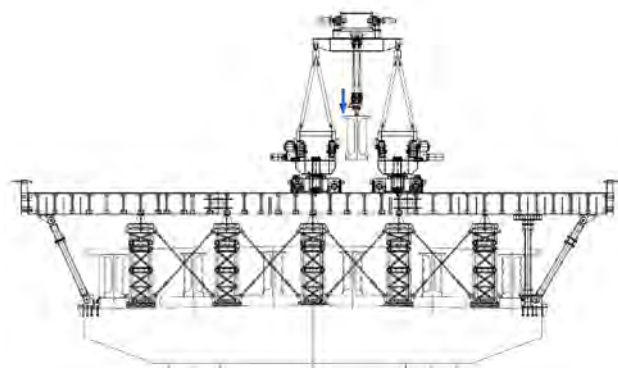


Figura 2. Sección transversal del lanzador sobre pila.

---

## Lifting 56 Steel Deck Segments for Widening the Rande Bridge, Vigo-Spain

- **José María Martínez Gutiérrez**  
MSc Civil Engineer. SARENS. Technical Solutions Spain Manager.  
[Josemaria.martinez@SARENS.com](mailto:Josemaria.martinez@SARENS.com)
- **Dimitri Laurent Objet**  
MSc International Management & Business Administration. SARENS. Sales Manager HUB2 – Southern Europe / Africa.  
[dimitri.laurent@SARENS.com](mailto:dimitri.laurent@SARENS.com)

### KEY WORDS:

Strand jacks, lifting, steel deck segments.

### ABSTRACT

SARENS has taken part in the expansion of Rande Bridge, near Vigo (Spain). SARENS' team worked to lift 56 new steel segments, each weighing up to 105 tons, to widen the bridge.

Rande Bridge cable-stayed spans the Vigo's Stuary, linking Rondela to Moaña. It is considered a defining icon of Vigo, rising 40 metres and stretching 700 metres long. It opened to traffic in 1981, but by 2006 its average daily load reached 47.000 vehicles, resulting in frequent congestion. A widening project was presented as a solution: it would increase the bridge's capacity from four lanes up to six, without the need to construct a completely new bridge or even interrupt traffic on the existing bridge.



Figure 1. Top vie of the bridge from the other pier during an intermediate phase of the widening.



Figure 2. General view of the bridge during the closing with lifting of the penultimate segment.

As part of the expansion, two new external decks span both sides of the existing bridge. To achieve this goal and install the new segments, SARENS operators used 16 SJs 105t with coiler and 3 computer control systems. They mobilized half of the equipment within a very short time span in order to set up eight working lift areas at the same time. The team spent three days transporting equipment from SARENS headquarters by truck, and another month setting everything up.

SARENS faced the challenge of lifting two segments of the same bridge's cross section on the same day, with two different barge transports. Furthermore, they had to achieve this without any closure of road traffic on the bridge. They worked up to 60 metres above the water, using two lifting points per segment, and completing all 56 liftings during half a year without a single incident.

This operation was performed for the JV DRAGADOS-PUENTES and owner AUDASA.

---

## Lifting with 5.000 T Capacity Ringer Crane at Hinkley Point Nuclear Project, at Somerset - UK

- **José María Martínez Gutiérrez**  
MSc Civil Engineer. SARENS. Technical Solutions Spain Manager.  
[Josemaria.martinez@SARENS.com](mailto:Josemaria.martinez@SARENS.com)
- **Dimitri Laurent**  
MSc International Management & Business Studies. SARENS. Sales Manager HUB2 – Southern Europe / Africa.  
[dimitri.laurent@SARENS.com](mailto:dimitri.laurent@SARENS.com)

### KEY WORDS:

Nuclear power plant, ringer crane, SGC-250, self-relocation.

### ABSTRACT

In November 18, SARENS unveiled the new SGC-250 crane for a high-profile project on behalf of JV clients BOUYGUES TRAVAUX PUBLICS of France and LAING O'ROURKE CONSTRUCTION of the UK. The nearly 4-year project involves the construction of a new nuclear power plant at Hinkley Point at Somerset.

This massive crane has a maximum load moment of 250 000 metric tonnes and the ability to lift 5000 tonnes. It's the strongest crane of its kind in the world. The crane's main boom can be from 118 m to 160 m and the jib can be extended up to 100 m. This combination provides a height of about 250 m, or a radius of 275 m.

The containerised design and the locally-sourced sand used as a counterweight make it easy and cost-efficient to mobilise this crane to any place on the planet. Empty counterweight boxes can be used to containerise the crane components and reduce transport costs.

It's ability to relocate the fully-rigged crane on site from one lifting position to another is unique to the entire global crane industry. The crane has two sets of wheels: one for slewing 360° and one for travelling. The second set is hydraulically retractable and is pushed out whenever the crane needs to travel. The crane can be relocated and ready to work hundreds of

meters away from one day to the other.

Once on site, the SGC 250 may need to perform lifts at night, using an anti-collision system to minimize disruption during the day, when 52 tower cranes will be operating at the work site.

Since beginning this year, the SGC 250 will begin performing various lifts ranging from 50 t to 1150 t and with radiuses of up to 165 m. It will pick up and install prefab concrete elements, steel structures, and reactor equipment directly from each prefabrication position.



Figure 1. Picture of the SGC-250 in Ghent.



Figure 2. Filling of counterweight.

## Los forjados postesados del edificio Caleido (Madrid)

- Sergio Del Olmo López  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Freyssinet S.A.U. Ingeniero Departamento Técnico.  
[sergio\\_o@freysinnet-es.com](mailto:sergio_o@freysinnet-es.com)

- Nuria Fernández Vázquez  
Ingeniero Industrial. Freysinnet S.A.U. Directora Área Nueva Construcción.  
[nuria\\_f@freysinnet-es.com](mailto:nuria_f@freysinnet-es.com)
- Pablo Vilchez Motino  
Ingeniero Industrial. Freysinnet S.A.U. Director Técnico.  
[pablo\\_v@freysinnet-es.com](mailto:pablo_v@freysinnet-es.com)

### PALABRAS CLAVE:

Losa postesada, rascacielos, prefabricación, vaina plástica.

### RESUMEN

En la ciudad de Madrid se ha llevado a cabo la construcción del proyecto de ejecución de edificio de equipamiento singular y aparcamiento en la Parcela P5, O-ES/P5, O-P5/ORG. Se trataba de una edificación singular compuesta por dos grandes volúmenes (el basamento, que comprende sótanos y planta baja, y la torre de 160 m de altura), conocida popularmente como Torre Caleido o Quinta Torre, por su localización junto a las cuatro torres del CTBA (Cuatro Torres Business Area).

La estructura horizontal fue resuelta mayoritariamente con forjados de losa maciza postesada con tendones adherentes de vaina plana plástica.



Figura 1. Vista general obra.



Figura 2. Zona de prefabricación y acopio.

Los trabajos de pretensado que incluían suministro, colocación, enfilado, tesado e inyección fueron realizados por Freysinnet. La ejecución contemplaba en total la instalación de más de 3600 tendones, lo que suponía aproximadamente 550 t de cordón de acero activo de 0,62", alojado en casi 100 km de vaina plana corrugada de plástico inyectada con lechada, empleando para ello unas 170 t de cemento.

En este tipo de obras la prefabricación de tendones resulta esencial por dos motivos: los trabajos de postesado tienen que integrarse en el plan de obra sin desviarse o alterar un calendario muy estricto; además, el reducido espacio disponible en la torre (menos de 26 m de ancho en las plantas mayores) impedía cualquier acopio de materiales o maquinaria de enfilado.

Los tendones de hasta 26 m se enfilaron en vaina en una pequeña zona reservada donde también eran acopiados junto con las bobinas de acero activo, vaina y la enfiladora. Una vez recibida la orden, los tendones eran elevados hasta la planta en construcción, colocados sobre los pates que definen su trazado, y conectados a los anclajes previamente fijados a las tabicas. Los ritmos de prefabricación alcanzaron las 50-60 unidades/jornada, registrándose mensualmente producciones de hasta 50 t enfiladas.

## Maniobras especiales de carga y transporte de elementos prefabricados en España para el nuevo puente de Champlain en Montreal (Canadá)

- **Manuel Escamilla García-Galán**  
I.C.C.P. Pontem Engineering Services. CEO.  
[mescamilla@pontem.es](mailto:mescamilla@pontem.es)
- **Luis Miguel Salazar Martín**  
I.C.C.P. Pontem Engineering Services. Director Técnico de Construcción.  
[lmsalazar@pontem.es](mailto:lmsalazar@pontem.es)
- **Jose Antonio Agudelo Zapata**  
I.C.C.P. Pontem Engineering Services. Director Técnico de Diseño.  
[agudelo@pontem.es](mailto:agudelo@pontem.es)
- **Ainhoa Marín Camero**  
I.C.C.P. Pontem Engineering Services. Asistente de Dirección y QA.  
[amarin@pontem.es](mailto:amarin@pontem.es)
- **Alejandro David Salazar Martín**  
Ingeniero Civil. Pontem Engineering Services. Ingeniero de Proyecto. Asistencia a Obras.  
[asalazar@pontem.es](mailto:asalazar@pontem.es)
- **Jose Alfredo Castro López**  
Ingeniero Civil. Pontem Engineering Services. Ingeniero de Tratamiento Superficial.  
[jacastro@pontem.es](mailto:jacastro@pontem.es)

### PALABRAS CLAVE:

Construcción de estructuras, maniobras, izado, barco, balancín, heavy-lifting, prefabricado, atirantado.

### RESUMEN

El nuevo puente de Champlain sobre el río San Lorenzo es un puente atirantado de torre única. Tiene 3.335 m de longitud total. El vano principal tiene 240 m de luz. En este trabajo se describen las maniobras de carga, transporte y verificaciones estructurales en los elementos permanentes durante las maniobras en España.

La parte metálica del tablero mixto del tramo atirantado del puente, junto con los cabeceros de las pilas, han sido fabricados en España en tres talleres, dos sitios en Sevilla y uno en Vigo. Dichas piezas se trasladaban a puerto usando camión o transportes modulares. Una vez allí se cargan en el barco, emplean-

do orejetas, vigas de izado, separadores de cables y balancines, diseñados para cada situación.

Hoy en día, las tendencias en la prefabricación apuntan a realizar los elementos lo más grandes posibles, para disminuir el número de uniones en obra toda vez que éstas deben ser hechas muchas veces en condiciones de altura, fuertes vientos, temperaturas extremas, etc. Ello se colige en que las dimensiones y pesos hacen complicada la labor de transporte, tanto terrestre como marítimo, y su carga, descarga y volteo de los elementos para verticalizarlos en caso de viajar o fabricarse en una posición distinta de la final.



Figura 1. Carga en barco mediante una sola grúa de un cabecero de pila (Fotografía de los autores).



Figura 2. Carga en barco mediante dos grúas de un elemento del tablero en el Puerto de Sevilla. Empleo de pescantes y cáncamos. (Fotografía de los autores).



El tamaño de los elementos fabricados es muy variable, así como su forma. Las mayores piezas rondaban las 220 t, con dimensiones de 27x8x3.4 m, con forma trapecial en planta, con un hueco trapecial en su interior. Los tramos del tablero eran muy variables, de dimensiones 25.3x8x3.2 m y pesos de más de 120 t. Los arranques de los cabeceros de pila presentaban 8.3x3.3x3.3 m, con 20 t de peso, con unas posiciones variables de las cogidas, gracias a orejetas atornilladas a la placa atornillada que la une con el cabecero de pila, usando después tiro directo con 4 eslingas de longitud variable. Lo relevante de las maniobras no es sólo el tamaño o peso, sino también la variabilidad de las configuraciones empleadas. En efecto, se emplearon maniobras formadas por una o dos grúas, cáncamos planos atornillados, con forma de T, separadores de cables, pescantes (fishplates), tiro directo con eslingas, eslingas de acero o kevlar y cadenas.

Lo anteriormente expuesto implica la necesidad de analizar dichas maniobras, mediante dos enfoques. Uno, el diseño de los elementos auxiliares necesarios, y dos, analizar la repercusión a nivel tensodeformacional de los diversos estados de carga en la pieza a transportar. Durante el tránsito, los barcos sufren aceleraciones verticales, longitudinales y transversales considerables, con inclinaciones de hasta 45°, lo que transmite a los segmentos cargas de entidad, aplicadas a través de los elementos de trincaje (lashing), mediante cadenas, topes (stoppers), etc.

#### Enlaces de interés:

<https://www.newchamplain.ca/>

## Montaje del puente sobre el canal de Deusto en el barrio de San Ignacio (Bilbao)

- **Pablo Loscos Areoso**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ferrovial-Agromán S.A. Coordinador de proyectos de Estructuras.  
[ploscos@ferrovial.com](mailto:ploscos@ferrovial.com)
- **Juan José Sánchez Ramírez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ferrovial-Agromán S.A. Jefe de Departamento de Estructuras.  
[j.j.sanchez@ferrovial.com](mailto:j.j.sanchez@ferrovial.com)
- **Carlos Bajo Pavía**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ferrovial-Agromán S.A. Jefe de Área de Estructuras  
[carlos.bajo@ferrovial.com](mailto:carlos.bajo@ferrovial.com)

#### PALABRAS CLAVE:

Montaje, arco-tirante, SPMT, pontona, sistema articulado.

#### RESUMEN

El puente sobre el canal de Deusto en el barrio de San Ignacio en Bilbao se puede definir como un arco de tablero intermedio de 75 m de luz y comportamiento mixto entre arco-tirante y viga biempotrada de canto variable. Tanto arco como tablero presentan sección mixta hormigón-acero y la materialización del empotramiento en ambos extremos se realiza mediante células pilotadas o micro-pilotadas trabando a tracción-compresión.

Con el objeto de simplificar y agilizar el proceso constructivo de este puente mediante la eliminación de la necesidad de montar el puente sobre el canal disponiendo apoyos provisionales, se ideó una secuencia que combina el uso de transportes modulares autopropulsados o SPMTs, con pontonas o barcazas que los recogen y posicionan el tramo central del arco sobre los arranques previamente ejecutados desde ambas márgenes del canal.

De esta forma, la secuencia se dividiría en las siguientes fases:

Montaje de los tramos en ménsula en primera fase, constituidos por los arranques de arco y del tablero, en voladizo desde los estribos.

Ensamblaje de arco, nervios traviesas y largueros del tramo central del puente hasta constituir una estructura de tipo arco-tirante en uno de los márgenes del canal.

Desplazamiento del arco-tirante sobre dos sistemas de SPMTs, que lo recogen en sus extremos y lo posicionan sobre sendas barcazas.

Posicionamiento del arco-tirante sobre los arranques: en pleamar se introduce la estructura maniobrando por encima de los arranques. A medida que la marea baja, la estructura desciende hasta apoyar sobre los arranques a través de cuatro elementos auxiliares instalados en los extremos de los mismos.

Para hacer todo esto posible, entre el arco-tirante y cada plataforma autopropulsada se colocará una estructura auxiliar que permitirá elevar la cota de los extremos del arco tirante por encima de los arranques, permitiendo el posterior descenso sobre los mismos.

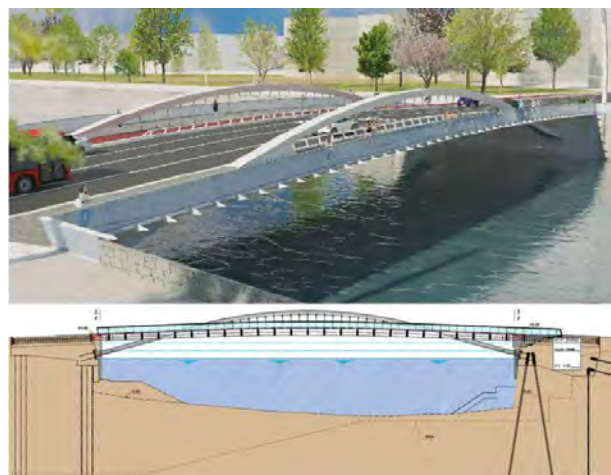


Figura 1. Vista general del puente de San Ignacio sobre el canal de Deusto en Bilbao.

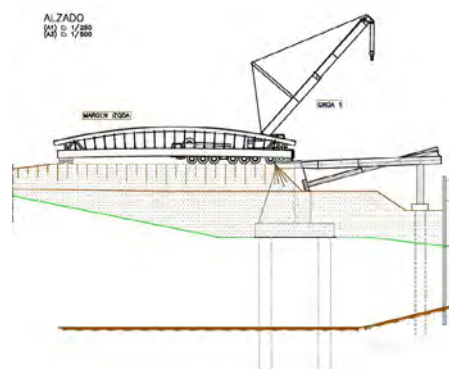


Figura 2. Imagen del proceso constructivo del proyecto original.

## Nave industrial y sala limpia (Airbus – Getafe) proyecto de ejecución – estructuras y cimentaciones

- **Jorge Alberto Cerezo Macías**  
Ingeniero de Caminos. PROES Consultores S.A. Director Área Consultoría y A.T. [acerezo@proes.engineering](mailto:acerezo@proes.engineering)
- **Matías Alonso García**  
Ingeniero Industrial. PROES Consultores, S.A. Director Departamento Instalaciones Industriales  
[malonso@proes.engineering](mailto:malonso@proes.engineering)
- **Alexander Domínguez Marquina**  
Ingeniero Civil. PROES Consultores, S.A. Especialista Estructuras  
[adominguez@proes.engineering](mailto:adominguez@proes.engineering)
- **María Gómez Irigaray**  
Ingeniera Naval. PROES Consultores, S.A. Directora Departamento Ingeniería Civil.  
[mgomez@proes.engineering](mailto:mgomez@proes.engineering)
- **Javier Salcedo Cabello**  
Arquitecto. PROES Consultores, S.A. Director Departamento Arquitectura  
[jsalcedo@proes.engineering](mailto:jsalcedo@proes.engineering)

### PALABRAS CLAVE:

Nave, metálica, pilotes, industrial.

### RESUMEN

AIRBUS ha contratado a PROES para realizar los proyectos básicos y de construcción, así como la dirección de las obras, de unas instalaciones industriales y la urbanización asociada a las mismas en sus instalaciones de Getafe (Madrid).

Estas obras incluyen el proyecto de varias edificaciones, una nave industrial de unos 16.000 m<sup>2</sup>, una nave con requisitos de sala limpia, de unos 4.000 m<sup>2</sup> y un par de edificios, uno de ellos de oficinas de unos 2.000 m<sup>2</sup> y otro de vestuarios y aseos de unos 170 m<sup>2</sup>.

El proyecto de las estructuras y cimentaciones de estas edificaciones responde a las tipologías típicas de estas construcciones, teniendo en cuenta que las características del terreno de cimentación han obligado a diseñar una cimentación pilotada.

Cabe destacar las necesidades de integrar las distintas disciplinas en una obra industrial como esta, donde las necesidades y requerimientos de las estructuras y sus cimentaciones están fuertemente afectadas por los requerimientos de las instalaciones industriales y también, aunque en menor medida, por las características arquitectónicas de las mismas.

Destacan las estructuras de la nave industrial, de 270 m de largo por 57 m de ancho, resuelta mediante pórticos de 57 m de luz en estructura metálica. Los pórticos principales se forman mediante pilares conformados en forma de H de 1560x700 mm y celosías formadas por perfiles laminados comerciales tipo HEB 320-400 en cordones superior e inferior y tipo HEA variable entre 240 y 140 en los montantes verticales y diagonales y los pórticos secundarios se forman con pilares tipo HEB 400 y celosías formadas por perfiles HEA 260-200 en los cordones superiores e

inferiores y perfiles cuadrados comerciales en los montantes verticales y diagonales, variables entre 160x160 y 100x100.

La sala limpia tiene una solución estructural similar, siendo sus dimensiones de 77x57 m.

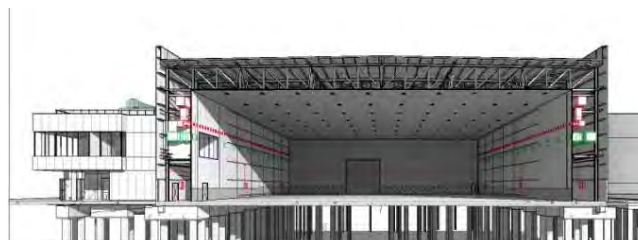


Figura 1. Vista general modelo BIM- Sala limpia.

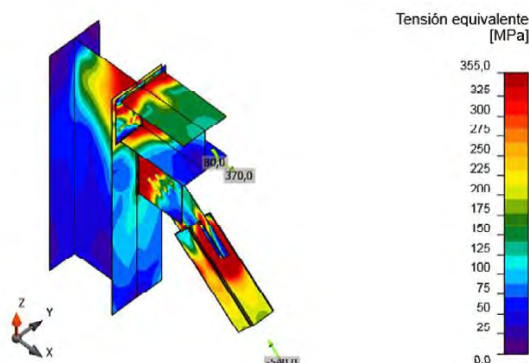


Figura 2. Imagen modelo 3D comprobación de uniones de la estructura metálica.

## Nuevo puente Champlain sobre el río San Lorenzo en Montreal. Diseño de las estructuras auxiliares para la construcción del puente atirantado

- **Hugo Corres Peiretti**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. Consejero.  
[hcp@fhcor.es](mailto:hcp@fhcor.es)
- **Alejandro Pérez Caldentey**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR North America. Director.  
[apc@fhcor.es](mailto:apc@fhcor.es)
- **Javier Milián Mateos**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. Jefe de Proyecto.  
[jmm@fhcor.es](mailto:jmm@fhcor.es)
- **Alejandro Abel Núñez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. Ingeniero de Proyecto.  
[aan@fhcor.es](mailto:aan@fhcor.es)
- **Antonio Romero Ballesteros**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. Jefe de Proyecto.  
[arb@fhcor.es](mailto:arb@fhcor.es)
- **Conchita Lucas Serrano**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. gGRAVITY Engineering. Jefa del Dpto. de Estructuras de Obra Civil.  
[clucass@ggravityeng.com](mailto:clucass@ggravityeng.com)

### PALABRAS CLAVE:

Estructuras auxiliares, puente atirantado, construcción, procedimientos ensamblaje, torres apeo.

### RESUMEN

El nuevo puente Champlain sobre el río San Lorenzo en Mon-

treal, Quebec (Canadá), se trata de una estructura de más de 3.3 km de longitud y cerca de 60 m de ancho distribuido en tres corredores. El puente principal sobre el canal de navegación es atirantado, con un solo pilono y con un vano principal de 240 m de luz. El tablero consiste en tres cajones mixtos, uno por corredor, de 3.50 m de canto. La distribución de luces es de 80.4 + 124.0 (*Backspan*) + 240.0 (*Mainspan*) + 84.4 m.

Los procesos constructivos seguidos han sido diferentes para cada uno de los vanos, así como las estructuras auxiliares necesarias para ellos. El *Backspan* se ha montado con grúa, por segmentos, sobre torres de apeo de 40 m de altura y de hasta casi 5000 ton de capacidad. Los primeros 36 m del *Mainspan* se han izado con grúa, por segmentos, sobre una estructura auxiliar de apeo inclinada en forma de jabalcón. Los siguientes 138 m se han montado por avance en voladizo desde el pilono. Y los restantes 66 m se montaron con una solución híbrida apoyada sobre un apeo provisional y por avance en voladizo con la ayuda de una torre de atirantamiento también provisional. Todo el *Mainspan* se construyó por dovelas metálicas de 12.60 m de longitud por casi 60 m de ancho, con un peso de hasta 800 ton cada una. Estas dovelas se manejaban en el aire sobre el canal de navegación, se alineaban y se atomillaban unas con otras, con unas tolerancias de milímetros, gracias a un sistema auxiliar diseñado especialmente al efecto que permitía manejar estas pesadas cargas, y forzar ligeramente su geometría para compatibilizar las diferentes deformaciones entre dovelas.

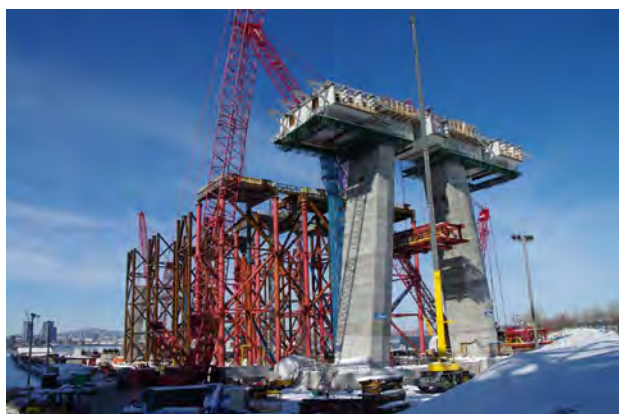


Figura 1. Torres de apeo del Backspan.



Figura 2. Apoyo de primeras dovelas del Mainspan sobre el delta frame (apeo inclinado).

## Nuevo puente Champlain sobre el río San Lorenzo en Montreal. Estudio de alternativas de proceso constructivo y secuencia final

- **Hugo Corres Peiretti**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. Consejero.  
[hcp@fhecor.es](mailto:hcp@fhecor.es)
- **Alejandro Pérez Caldentey**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR North America. Director.  
[apc@fhecor.es](mailto:apc@fhecor.es)
- **Javier Milián Mateos**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. Jefe de Proyecto.  
[jmm@fhecor.es](mailto:jmm@fhecor.es)
- **Alejandro Abel Núñez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. Ingeniero de Proyecto.  
[aan@fhecor.es](mailto:aan@fhecor.es)
- **Conchita Lucas Serrano**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. gGRAVITY Engineering. Jefa del Dpto. de Estructuras de Obra Civil.  
[clucass@ggravityeng.com](mailto:clucass@ggravityeng.com)
- **Guillermo Lorente Perchín**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGRAVITY Engineering. Departamento de Puentes y Estructuras.  
[glorentep@ggravityeng.com](mailto:glorentep@ggravityeng.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente atirantado, proceso constructivo, avance en voladizo, torres apeo.

### RESUMEN

El nuevo puente Champlain sobre el río San Lorenzo en Montreal, Quebec (Canadá), se trata de una estructura de más de 3.3 km de longitud y cerca de 60 m de ancho distribuido en tres corredores. El puente principal sobre el canal de navegación es atirantado, con un solo pilono y con un vano principal de 240 m de luz. El tablero consiste en tres cajones mixtos, uno por corredor, de 3.50 m de canto. La distribución de luces es de 80.4 + 124.0 (*Backspan*) + 240.0 (*Mainspan*) + 84.4 m.

El proceso constructivo definido en el proyecto original consistía en el izado del *Backspan* completo mediante un heavy lifting desde las pilas. A continuación, los primeros 36 m del *Mainspan* se izaban por dovelas en avance en voladizo desde el pilono con la ayuda de tirantes provisionales, que se retiraban al alcanzar la primera dovela con tirante definitivo. A continuación se izaban el resto de las 15 dovelas del *Mainspan* sobre el canal de navegación, por avance en voladizo hasta llegar al cierre, muy cerca de la otra pila.

Por la necesidad de acortar plazos de obra, fue necesario estudiar alternativas de procesos constructivos hasta acordar la opción final que en gran medida cambió el proceso constructivo previsto inicialmente. El *Backspan* se montó con grúa, por segmentos, sobre torres de apeo de 40 m de altura. Los primeros 36 m del *Mainspan* se izaron también con grúa sobre una estructura auxiliar de apeo inclinada en forma de jabalcón. A continuación, de las 15 dovelas restantes se montaron 11 en

avance en voladizo desde el pilono, y las otras 4 se montaron con una solución híbrida apoyadas sobre un apeo provisional, y por avance en voladizo desde la otra pila, con la ayuda de una torre de atirantamiento también provisional.



Figura 1. Proceso constructivo Backspan sobre torres de apeo.



Figura 2. Proceso constructivo Mainspan. Cierre con torre de atirantamiento provisional.

## *Nuevo puente Pumarejo sobre el río Magdalena en Colombia. Particularidades de la ejecución y medios auxiliares de los viaductos de acceso ejecutados con autocimbra*

- **David Ruiz**  
I.C.C. y P. Consorcio SES. Especialista Estructural.  
[dmelo@consorcioses.com](mailto:dmelo@consorcioses.com)
- **David Gutiérrez**  
I.C.C. y P. Consorcio SES. Jefe de Obra Barranquilla.  
[djgutierrez@consorcioses.com](mailto:djgutierrez@consorcioses.com)
- **David Ordín**  
I.C.C. y P. SACYR ingeniería e infraestructuras. Oficina Técnica Barranquilla.  
[dordin@sacyr.com](mailto:dordin@sacyr.com)
- **Cristian Bernal**  
I.C.C. y P. SACYR ingeniería e infraestructuras. Dpto Estructuras O.C. Madrid.  
[cbernal@sacyr.com](mailto:cbernal@sacyr.com)
- **Maite Calleja**  
I.C.C. y P. SACYR ingeniería e infraestructuras. Oficina Técnica Barranquilla.  
[mcalleja@sacyr.com](mailto:mcalleja@sacyr.com)

- **Rüdiger Spengler**  
I.C.C. y P. SACYR ingeniería e infraestructuras. Dpto Estructuras O.C. Madrid.  
[rspengler@sacyr.com](mailto:rspengler@sacyr.com)

### **PALABRAS CLAVE:**

Puente atirantado, proceso constructivo, sección evolutiva, avance en voladizo, autocimbra, carro de alas.



Figura 1. Vista fundida sección "U" con autocimbra.



Figura 2. Vista carro de alas acceso izquierdo.

### **RESUMEN**

El nuevo puente Pumarejo es un puente atirantado ubicado en las proximidades de la desembocadura del río Magdalena en Barranquilla, Colombia. Tiene una luz principal de 380 m y vanos tipo de 70 m. La longitud total es de 2173 m sin juntas, repartidos en margen izquierda, tramo atirantado y margen derecha. Con 38.1 m de anchura, es uno de los puentes atirantados más anchos del mundo. Su construcción ha sido llevada cabo por el Consorcio SES, liderado por Sacyr, para el cual IDEAM desarrolló el proyecto constructivo del puente.

La construcción de la sección central de un ancho de 16.0m mediante autocimbra superior representó un reto para todo el personal involucrado tanto en el diseño como en la construcción del puente:

- Estando Barranquilla situada en una zona de sismicidad y huracanes, se requirió diseñar dovelas "cero" sobre pilas con unas cuantías elevadas de acero, anclando los binarios de la autocimbra sobre esas dovelas y fijando dichas dovelas temporalmente mediante cables de postesado a las pilas (tenien-

do en cuenta las acciones horizontales sobre la autocimbra debido a las acciones del sismo y del viento en construcción).

- Tratando de una autocimbra superior, fue necesario reforzar el tablero puntualmente en las zonas de los apoyos temporales de lanzamiento, siendo las hipótesis de lanzamiento las más desfavorables para el cajón central (no disponiendo en este momento de la sección completa del tablero).

Con un desfase de aproximadamente 2 vanos, se completó la sección utilizando un carro de alas superior de una longitud de 15.0 m, ejecutando en cada puesta 3 costillas transversales con sus puntales prefabricados y su postesado correspondientes.

---

## Nuevo puente Pumarejo sobre el río Magdalena en Colombia. Particularidades de la ejecución y medios auxiliares del tramo atirantado

- **David Ruiz**  
I.C.C. y P. Consorcio SES. Especialista Estructural.  
[dmelo@consorcioses.com](mailto:dmelo@consorcioses.com)
- **David Gutiérrez**  
I.C.C. y P. Consorcio SES. Jefe de Obra Barranquilla.  
[djgutierrez@consorcioses.com](mailto:djgutierrez@consorcioses.com)
- **David Ordín**  
I.C.C. y P. SACYR ingeniería e infraestructuras. Oficina Técnica Barranquilla.  
[dordin@sacyr.com](mailto:dordin@sacyr.com)
- **Cristian Bernal**  
I.C.C. y P. SACYR ingeniería e infraestructuras. Dpto Estructuras O.C. Madrid.  
[cbernal@sacyr.com](mailto:cbernal@sacyr.com)
- **Maite Calleja**  
I.C.C. y P. SACYR ingeniería e infraestructuras. Oficina Técnica Barranquilla.  
[mcalleja@sacyr.com](mailto:mcalleja@sacyr.com)
- **Rüdiger Spengler**  
I.C.C. y P. SACYR ingeniería e infraestructuras. Dpto Estructuras O.C. Madrid.  
[rspengler@sacyr.com](mailto:rspengler@sacyr.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente atirantado, proceso constructivo, sección evolutiva, avance en voladizo, carro de avance, carro de alas.

### RESUMEN

El nuevo puente Pumarejo es un puente atirantado ubicado en las proximidades de la desembocadura del río Magdalena en Barranquilla, Colombia. Tiene una luz principal de 380 m y 38.1 m de anchura, situándolo como uno de los puentes atirantados más anchos del mundo. La ejecución del tramo atirantado se llevó a cabo por avance en voladizo simétrico desde los pilonos, mediante dovelas de hormigón “in-situ” de 10 m de longitud, entre las mayores ejecutadas en su tipología. Su construcción ha sido llevada a cabo por el Consorcio SES, liderado por Sacyr, para el cual IDEAM desarrolló el proyecto constructivo del puente.

Con el objetivo de minimizar el plazo de ejecución, se optó por la utilización de un carro de avance para la sección central de una longitud de 10 m, coincidiendo la longitud de dovelas

con la distancia en sentido longitudinal entre tirantes. Además, con el fin de minimizar esfuerzos en los pilonos durante la construcción del tablero en voladizos, se decidió hormigonar alternado primero la sección en U en suspensión, después la sección en U en retenida, siguiendo con la losa superior en suspensión y después en retenida y finalmente con la instalación de tirantes en suspensión y después en retenida. Una vez terminado un ciclo completo con los tirantes instalados, se movieron los carros a la siguiente puesta, evitando de esta manera cualquier esfuerzo sobre la dovela antes de haber terminado la instalación de tirantes.

Igual que para los vanos de acceso, se completó la sección utilizando un carro de alas, diferenciándose por una menor longitud (10 m en vez de 15 m) y siendo inferior en vez de superior por evitar interferencias con los tirantes.



Figura 1. Vista ejecución dovelas con carro de avance superior y carro de alas inferior.



Figura 2. Vigas de continuidad en cierre vano principal.

---

## Nuevo puente Pumarejo sobre el río Magdalena en Colombia. Seguimiento y control del proceso constructivo del tramo atirantado

- **Francisco Millanes Mato**  
Doctor Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Presidente.  
[francisco.millanes@ideam.es](mailto:francisco.millanes@ideam.es)
- **Miguel Ortega Cornejo**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Director de Ingeniería.  
[miguel.ortega@ideam.es](mailto:miguel.ortega@ideam.es)

- **Jokin Ugarte González**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Jefe de proyectos.  
[jokin.ugarte@ideam.es](mailto:jokin.ugarte@ideam.es)
- **Rüdiger Spengler**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. SACYR. Responsable del Departamento de Estructuras.  
[rspengler@sacyr.com](mailto:rspengler@sacyr.com)
- **Alberto Suz Maroto**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM SA. Ingeniero proyectista.  
[alberto.suz@ideam.es](mailto:alberto.suz@ideam.es)
- **David Ruiz Melo**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. Consorcio SES. Especialista estructural de la Oficina Técnica.  
[dmelo@consorcioses.com](mailto:dmelo@consorcioses.com)

#### PALABRAS CLAVE:

Puente atirantado, proceso constructivo, sección evolutiva, avance en voladizo, control de deformaciones.



Figura 1. Vista del viaducto en construcción (foto: David Ruiz).

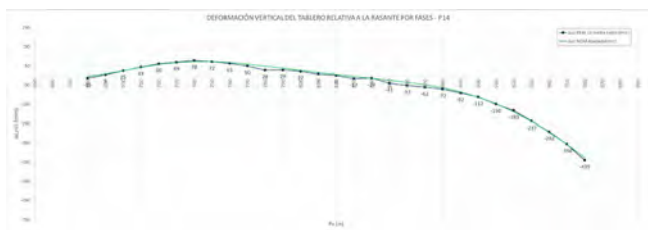


Figura 2. Gráfica comparando las deformaciones reales y las esperadas por el modelo de cálculo en el tablero desde el pilono P14 (ciclo de ejecución de la dovela DSO-13).

#### RESUMEN

Este artículo puede entenderse como el complemento al artículo que describe el estudio de sensibilidad realizado para el análisis de la ejecución del tramo atirantado del nuevo puente atirantado de Pumarejo sobre el río Magdalena, dado que analiza la implantación de los sistemas de control previstos en la fase de proyecto durante la construcción. El puente atirantado tiene un vano central de 380 m de luz y 38.1 m de anchura y se ejecuta con dovelas de hormigón “*in-situ*” de 10 m.

Debido a la envergadura de la obra, las variables involucradas en la ejecución del tramo atirantado (peso y rigidez de tablero y pilonos, fuerzas de tesado, reología...) tienen una influencia decisiva tanto en deformaciones como en esfuerzos, lo que requirió un seguimiento continuo de la práctica totalidad de variables controlables durante la ejecución del tramo atirantado (deformaciones en tablero y pilonos, fuerzas en tirantes...).

En cada fase de ejecución (modelizada teniendo en cuenta incluso el peso de la ferralla real acopiada en cada dovela) se ha llevado a cabo un cuidado procedimiento de recogida de datos de campo con ayudas de la topografía e instrumentación (deformaciones de tablero y pilonos, volúmenes de hormigón vertidos...) para su posterior análisis en oficina. Un análisis conjunto de todos los datos y la comparación con los resultados obtenidos del estudio de sensibilidad previo, han permitido valorar la bondad de los ajustes realidad-modelo, evaluando el origen de las posibles desviaciones y apuntando el sentido de las medidas correctoras a adoptar en la siguiente dovela. El modelo de cálculo se ha ido actualizando constantemente en consecuencia, obteniendo los nuevos datos a proporcionar a la obra: contraflechas del tablero y fuerzas de tesado de los tirantes.

El artículo incidirá en los aspectos más relevantes del seguimiento y control de la ejecución del tramo atirantado.

## Nuevo viaducto sobre el río Júcar en Cullera: lanzamiento mediante SPMTs

- **Luis Sopeña Corvinos**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Ingeniero Estructural.  
[lsopenac@ggravityeng.com](mailto:lsopenac@ggravityeng.com)
- **Ricardo Rico Rubio**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director de Ingeniería.  
[rrico@k2ingenieria.es](mailto:rrico@k2ingenieria.es)
- **Juan Jesús Álvarez Andrés**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Jefe de Puentes y Estructuras de obra civil.  
[jjalvarez@aggravityeng.com](mailto:jjalvarez@aggravityeng.com)
- **Sara Valor González**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Ingeniera de Proyectos.  
[svalor@k2ingenieria.es](mailto:svalor@k2ingenieria.es)
- **Conchita Lucas Serrano**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Jefe de Departamento.  
[clucass@ggravityeng.com](mailto:clucass@ggravityeng.com)
- **Carlos Misas Muñoz**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. DRAGADOS S.A. Jefe de producción.  
[cmisasm@dragados.com](mailto:cmisasm@dragados.com)

#### PALABRAS CLAVE:

Heavy lifting, SPMT, carretones autopropulsados, lanzamiento, empuje, arco, péndolas.

#### RESUMEN

El viaducto sobre el Júcar es un puente mixto de 216 m de longitud y 29 m de ancho de plataforma (33.40 m de ancho estructural) cuyo vano principal es un arco de tablero inferior de 90 m de luz, que en otra comunicación se describe con detalle. Descartada la opción de montaje con grúas por la dificultad que tal maniobra entrañaba, el proceso de ejecución elegido fue un lanzamiento poco convencional mediante el uso de carretones autopropulsados o SPMTs (*Self Propelled Modular Transport*). Debido a las condiciones particulares del lanzamiento, este mé-

todo resultó ventajoso respecto a los empujes convencionales. Como principales ventajas, el ahorro en material de refuerzo en el tablero, pues únicamente fueron necesarios refuerzos localizados, en lugar de un refuerzo generalizado en todo el cordón de deslizamiento, y el poder acortar la longitud de voladizo máxima durante la maniobra, dejándola en 67.5 m. El sistema de diagonales provisionales también pudo ser optimizado mediante este método de lanzamiento. Las principales características de la maniobra fueron las siguientes: un peso total a lanzar de 1746 t (1280 t de estructura metálica), 203 m de estructura montada, 125 m de longitud lanzada, 514 t de máxima reacción en un apoyo, y 108 ejes SPMT simultáneamente. Para poder salvar el río fueron necesarias hasta 10 configuraciones de apoyo distintas durante la maniobra, así como varias maniobras intermedias de giros en planta en ambos sentidos para poder seguir con el avance esquivando las pilas. Adicionalmente, en 3 ocasiones fue necesario disponer apoyos mecánicos intermedios, de forma que se pudieran retirar los SPMTs, reconfigurarlos y reubicarlos en la nueva posición para poder proseguir con el avance. La maniobra estuvo en todo momento controlada por 6 Antenas GPS, dianas de topografía en vigas longitudinales, y los manómetros de presión de los SPMT.



Figura 1. Vista del puente en fase de máximo voladizo.



Figura 2. Vista del puente apoyado a ambos lados del río, girado para esquivar las pilas.

## Pasarela presa de Mularroya

- **Manuel Biedma García**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe de Departamento Estructuras Metálicas y Procedimientos Constructivos.  
[manuel.biedma.garcia@acciona.com](mailto:manuel.biedma.garcia@acciona.com)

- **Pilar García Rey**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe de Proyectos División Ingeniería Estructural.  
[mariapilar.garcia.rey@acciona.com](mailto:mariapilar.garcia.rey@acciona.com)

### PALABRAS CLAVE:

Pasarela metálica, estructura tubular, montaje con grúa.



Figura 1. Vista lateral de la pasarela.



Figura 2. Izado y montaje de la pasarela mediante grúa de cadenas.

### RESUMEN

En la obra de la presa de Mularroya, en la provincia de Zaragoza, se ha diseñado y construido una pasarela peatonal para acceder a la torre de toma desde la coronación de la presa.

La estructura de la pasarela es metálica en forma de celosía, de 81.45 m de luz. La sección transversal es trapezoidal de 3.00 m de canto, con un ancho superior de 1.50 m y un ancho inferior de 3.00 m. El diseño se inserta perfectamente en el medio natural, de manera que la pasarela se integra en el conjunto rural que rodea el cuerpo de presa.

Los perfiles de las celosías son huecos de sección circular, salvo las vigas de la planta inferior que son de sección en doble T para facilitar el apoyo de la rejilla de trámex. En la parte superior de la pasarela, se cuelga de la estructura un monorraíl con un polipasto de tres toneladas de capacidad, que puede moverse a lo largo de toda la pasarela.

Los apoyos de la pasarela se resuelven mediante elementos de tipo elastomérico.

Como particularidad del diseño, la pasarela y sus apoyos admiten el descenso previsto para el cuerpo de presa de 40 cm.

Para poder apoyar la pasarela en la torre de toma, se ha diseñado una ménsula en la propia torre de hormigón armado. En el extremo del cuerpo de presa, se diseña un bloque de hormigón armado en coronación.

El montaje de la pasarela consistió en izar la pasarela completa con una sola grúa desde la base de la torre de toma hasta su ubicación definitiva.

Primeramente se fabricó la pasarela en tres tramos en taller, y mediante transporte especial se llevó a la obra donde se montó la pasarela sobre unos dados de hormigón.

Una vez montada la pasarela, se procedió al izado de la misma mediante una grúa de cadenas. Alcanzada la posición y elevación definitivas, el personal de montaje situó la pasarela en su posición exacta con ayuda de unos gatos hidráulicos, necesarios para el posicionamiento y nivelación de la pasarela.

Otras pasarelas de la misma longitud se han montado en varios tramos en su posición definitiva. En este caso, la ligereza de la solución permitía el montaje de un vano único de 81,45 m, en una sola operación que se alargó a lo largo de una mañana, de manera que se montó la pasarela en su longitud total en el suelo, para posteriormente subirla 56 m por medio de una grúa de gran capacidad hasta su posición definitiva.

---

## *Paso superior provisional sobre la variante sur metropolitana de Bilbao, tramo 9A Peñascal-Bolintxu de la fase I y pasarela provisional en Ruento*

- **Jorge Gil Fernández**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dingemas Ingeniería. Projectista.  
[jorge@dingemas.com](mailto:jorge@dingemas.com)
- **José Manuel Baraibar Diez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Viuda de Sainz, S.A. Director Técnico.  
[jmbaraibar@viudadesainz.com](mailto:jmbaraibar@viudadesainz.com)

### **PALABRAS CLAVE:**

Obra de paso, estructura provisional, estructura metálica, celosía, prefabricado, prelosas, portátil, proceso constructivo.

### **RESUMEN**

El proyecto del paso superior provisional sobre la VSM nace de la necesidad de un trazado alternativo para la salida del tráfico de obra durante la ejecución de los túneles de Arnotegi. Los condicionantes principales de la estructura eran ser fácilmente montable y desmontable y tener anchura y capacidad para el paso de dos vehículos extraviales.

La estructura fue diseñada para ser desmontada al finalizar las obras de la Fase I de la VSM y poder ser reutilizada completamente en otra ubicación de manera sencilla y segura.

La solución adoptada consiste en una estructura metálica compuesta por dos celosías verticales de 34m de longitud unidas mediante cajones transversales formando una sección en U.

Para facilitar el transporte a obra, las celosías verticales se dividen cada una en dos tramos que se ensamblan directamente en obra junto a los cajones transversales a través de uniones atornilladas. Al no requerir ninguna soldadura en obra se agiliza el montaje y se facilita el desmontaje cuando deba retirarse la estructura.

Tras el ensamblado de toda la estructura en obra, esta se coloca mediante una única maniobra de izado, por lo que el tiempo de aficción y de medios auxiliares se minimiza.

El tablero de 8m de anchura se ejecuta directamente mediante la colocación de prelosas macizas de hormigón armado de 30 cm de espesor permitiendo una ejecución rápida del tablero. Esto evita la necesidad del hormigonado en obra durante la ejecución y la demolición o corte de ningún elemento durante el desmontaje.

Otro ejemplo de estructura modular es la pasarela peatonal provisional que se colocó en Ruento tras el colapso del puente que existía debido a una avenida del río Saja.

Esta pasarela de 47.5 m de longitud con un vano central de 30m fue diseñada para ser retirada en el momento en que se construya el nuevo puente y poder reutilizarla en otra ubicación con diferentes longitudes de vanos. La estructura consiste igualmente en una celosía metálica con forma de U que se tramifica en piezas de 9m de longitud. Estas piezas se ensamblan entre ellas mediante uniones atornilladas y dispone de numerosos apoyos para permitir diferentes configuraciones de luces y vanos.



Figura 1. Montaje del Paso Superior sobre la VSM de Bilbao.



Figura 2. Montaje de la pasarela provisional de Ruento.

---

## *Proyecto de viaductos de FFCC en la línea ferroviaria entre Las Palmas de Gran Canaria y Maspalomas*

- **Miguel Ángel Higuera Antón**  
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Departamento de Puentes. Director de Proyectos.  
[mhiguera@proes.engineering](mailto:mhiguera@proes.engineering)



- **Amaya Hernando Martín**  
Máster Ingeniera de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Departamento de Puentes. Directora de Proyectos.  
[ahernando@proes.engineering](mailto:ahernando@proes.engineering)
- **M. Alejandro Nicolás Pazo**  
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Departamento de Puentes. Ingeniero de Proyecto.  
[anicolas@proes.engineering](mailto:anicolas@proes.engineering)
- **David Nogueira Abal**  
Arquitecto Técnico. Ingeniero de Edificación. Proes Consultores. Responsable de BIM.  
[dnogueira@proes.engineering](mailto:dnogueira@proes.engineering)
- **Antonio J. Madrid Ramos**  
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Jefe del Área de Infraestructuras Terrestres.  
[amadrid@proes.engineering](mailto:amadrid@proes.engineering)
- **Florencio J. del Pozo Vindel**  
Doctor Ingeniero de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Presidente.  
[fpozo@proes.engineering](mailto:fpozo@proes.engineering)

## PALABRAS CLAVE:

Viaducto, ferrocarril, cajón, pretensado, construcción por fases, interacción vía estructura.

## RESUMEN

Proes Consultores ha desarrollado el proyecto constructivo de los viaductos del tramo 6 (El Berriel-Playa del Inglés) de la línea ferroviaria entre Las Palmas de Gran Canaria y Maspalomas, por encargo de Eptisa para TGC (Ferrocarriles de Gran Canaria).

En la tabla siguiente se recogen las principales características de los viaductos proyectados.

Viaducto	Tipología	Luces	Canto	Long.	Construcción
Barranco Hondo	Cajón canto constante	30+3x35+30	2.3	165	Fases
Cañada del Morrete	Cajón canto constante	30+35+30	2.3	95	Fases
Barranco de Berriel	Cajón canto constante	31+5x37+31	2.3	247	Fases
Barranco de la Cazuela	Losa aligerada	22+4x30+22	1.8	164	Fases
Barranco del Pinillo	Cajón canto variable	40+40	2.3 / 3.4	76	Cimbrado
Barranco San Agustín	Losa aligerada	26+30+28+15	1.8	99	Cimbrado

La sección transversal tiene un ancho de 12.90 m y alberga doble vía en placa de ferrocarril. En los cuatro viaductos con sección en cajón se ha adoptado un canto de 2.30 m, lo que supone una relación canto luz entre 1/13 y 1/16 (véase figura). En los viaductos del Barranco La Cazuela y de San Agustín, con luces máximas de 30.0 m, se ha adoptado una solución de tablero tipo losa de 1.80 m de canto con aligeramientos circulares. La relación canto/luz es 1/17. A continuación se muestra un alzado del Viaducto del Barranco de la Cazuela y su sección transversal.

El proyecto se ha desarrollado según la IAPF, incluyendo todos aquellos aspectos específicos del proyecto de estructuras

ferroviarias, como pueden ser el ELU de fatiga, la interacción vía-estructura (véase modelo en la figura), los estados límite de seguridad del tráfico y de confort de los usuarios, pruebas de cargas estáticas y dinámicas, etc.

La velocidad de circulación considerada en el proyecto ha sido 160 km/h. Dada la ubicación de las estructuras, ha sido necesario considerar la acción sísmica en el proyecto, aunque no ha resultado ser dimensionante.

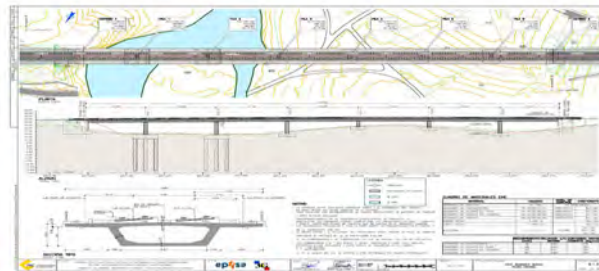


Figura 1. Plano del proyecto.

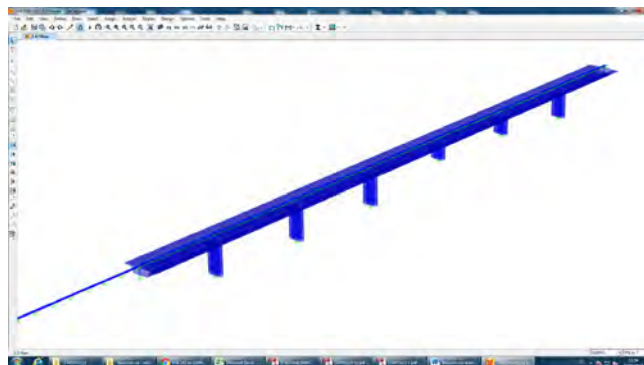


Figura 2. Vista del modelo de interacción vía-estructura del Viaducto del Barranco del Berriel.

## Proyecto y construcción de pila en "C" en el acondicionamiento de la conexión entre las carreteras N-633 Y BI-7373 (enlace de Derio)

- **José Manuel Baraibar Díez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Viuda de Sainz, S.A. Director Técnico.  
[jmbaraibar@viudadesainz.com](mailto:jmbaraibar@viudadesainz.com)
- **Mikel Herce Santamaría**  
I.T. Minas. Viuda de Sainz, S.A. Jefe de Ejecución.  
[mherce@viudadesainz.com](mailto:mherce@viudadesainz.com)
- **Mariano Villameriel**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Villameriel Oficina de Proyectos. Director  
[proyectos@villameriel.com](mailto:proyectos@villameriel.com)
- **José Miguel De La Fuente**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Diputación Foral de Bizkaia. Director Facultativo.  
[jose.miguel.de.la.fuente@bizkaia.eus](mailto:jose.miguel.de.la.fuente@bizkaia.eus)
- **José Ángel Cabo Santillán**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Viuda de Sainz, S.A.. Director de Producción.  
[jacabo@viudadesainz.com](mailto:jacabo@viudadesainz.com)

- **Gonzalo Calvo Hernandorena**  
Ldo. Ciencias Geológicas. Viuda de Sainz, S.A.. Responsable de geotecnia.  
[gcalvo@viudadesainz.com](mailto:gcalvo@viudadesainz.com)

**PALABRAS CLAVE:**

pila en C, pila mixta, gateo, transferencia de carga, demolición con hilo.

**RESUMEN**

El proyecto de pila en forma de “C” descrito en el presente resumen se integra en las obras de acondicionamiento de la conexión entre las carreteras N-633 y BI-637. Este enlace hacia el aeropuerto de Derio constituye un nudo fundamental en la red vizcaína de carreteras de alta capacidad y ha de adaptarse al incremento de tráfico sufrido en los últimos años (figura 1).

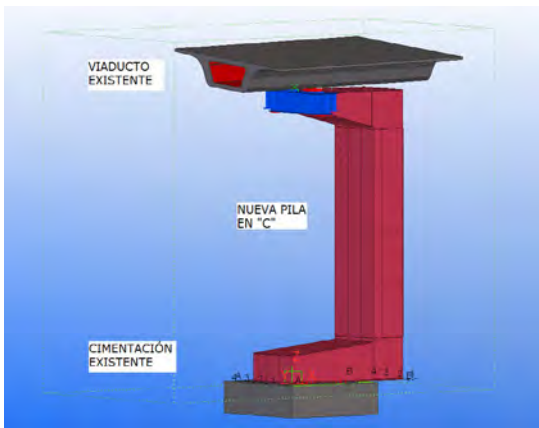


Figura 1. Modelo de nueva pila en “C”.

La necesidad de incluir carriles adicionales obliga al desplazamiento de la Pila nº1 del Viaducto Erletxes-Bilbao. El Proyecto Constructivo planteaba erigir una nueva pila inclinada respecto a la vertical en una posición cercana. Ante la incertidumbre en las condiciones geotécnicas de la cimentación propuesta y en las condiciones geométricas de la riostra del tablero superior se propone sustituir el diseño original por una pila en forma de “C”, con las mismas prestaciones funcionales que la inicialmente proyectada. Esta pila, de estructura mixta hormigón-acero y sección cajón rectangular, aprovecha tanto la cimentación de la pila existente, ya consolidada, como el mismo punto de apoyo en el tablero.

Previamente al montaje de la estructura definitiva, se ha colocado una estructura metálica auxiliar sobre la que se ha montado una viga-puente de apoyo principal, que se integra en la pila mixta definitiva. Esta estructura auxiliar ha facilitado además la demolición de la pila original, que se ha desmontado por dovelas cortadas con hilo (figura 2).

Posteriormente se ha ensamblado mediante barras resinadas el primer tramo de la nueva pila a la zapata existente, y consecutivamente se han ensamblado y hormigonado los tramos restantes.

Finalmente se efectúan los trabajos de ajuste geométrico de la estructura definitiva, se retira la estructura auxiliar y se transfiere la carga que soporta hacia la estructura definitiva, con un procedimiento de gateo y recalce específico, controlando que la cota del apoyo no se modifique respecto a su valor inicial.

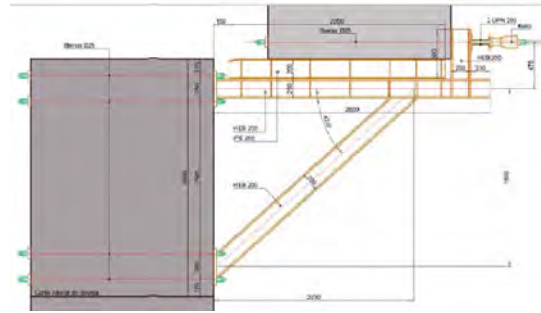


Figura 2. Detalle de bandeja de extracción.

## Proyecto y construcción del puente Senegambia sobre el río Gambia

- **Guillermo Capellán Miguel**  
Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Director Técnico.  
[gcapellan@arenasing.com](mailto:gcapellan@arenasing.com)
- **Miguel Sacristán Montesinos**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Director, Oficina de Santander.  
[msacristan@arenasing.com](mailto:msacristan@arenasing.com)
- **Javier Fernández Antón**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Jefe de Proyecto.  
[jfernandez@arenasing.com](mailto:jfernandez@arenasing.com)
- **Pablo Alfonso Domínguez**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Project Manager.  
[palfonso@arenasing.com](mailto:palfonso@arenasing.com)

**PALABRAS CLAVE:**

Avance en voladizo, hormigón pretensado, África, Senegambia, río Gambia.

**RESUMEN**

En enero de 2019, entró en servicio el primer puente en ser construido sobre los más de 1120 km de longitud del río Gambia. El nuevo puente Senegambia ha supuesto una mejora sustancial en la vertebración territorial de esta región del oeste del continente africano. Hasta ahora, el cruce se realizaba a través de un servicio de barcazas, de muy baja capacidad y cuyas frecuencias de servicio podían alcanzar la semana, lo que significaba que coches y camiones pudieran permanecer a la espera durante días hasta poder realizar el cruce. Hoy día, el cruce se lleva a cabo de manera segura en tan solo unos minutos.

El puente, con una longitud de 942 m, presenta tres vanos centrales de luces 80+100+80 m sobre el canal de navegación, 5 vanos de 60 m a cada lado y vanos extremos de 41 m. Apoyado sobre 14 pilas, diez de las cuales se encuentran sobre el cauce del río, con profundidades que alcanzan los 20 m. El tablero tiene 12 m de anchura, distribuidos en dos carriles de circulación y sendas aceras peatonales.

La construcción se llevó a cabo por avance en voladizo, con dovelas hormigonadas in situ sobre carros de avance. Durante la construcción fue necesario el empleo de barcazas y pontonas para el transporte de materiales y equipos. En el punto de cruce seleccionado entre Farafenni y Soma, el cauce del río alcanza los 700 m de anchura, y a pesar de encontrarse a cerca de 120 km de la costa, aún se ve afectado por las mareas y el agua salada.

La carretera de acceso al puente sobre el manglar, fue construida también sobre una estructura de hormigón apoyada sobre pilotes prefabricados, dadas las condiciones geotécnicas y la poca capacidad portante de los terrenos.



Figura 1. Construcción de la estructura por avance en voladizos sucesivos.



Figura 2. Puente SeneGambia en servicio.

## Puente arco sobre el río Híjar (Reinosa, Cantabria)

• Luis Sopena Corvinos  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity 0  
DRAGADOS S.A. Jefe de Obra.  
[lzapicof@dragados.com](mailto:lzapicof@dragados.com)

### PALABRAS CLAVE:

Arco, péndolas cable cerrado, estructura metálica, grúa.

### RESUMEN

El nuevo puente sobre el río Híjar en Reinosa (Cantabria) es un arco de tablero inferior de 37.5 m de luz y 12.64 m de ancho, compuesto por un tablero mixto y 2 arcos metálicos paralelos e independientes.



Figura 1. Vista aérea de la estructura terminada.



Figura 2. Montaje de estructura metálica mediante grúa (fase 1, grúa de 500 t).

El tablero está formado por 2 vigas cajón longitudinales, una bajo cada arco, y vigas transversales entre las longitudinales. Sobre este entramado metálico se dispone una losa de hormigón armado.

La estructura se completa con un vano isostático de 8 m de luz, formado por una losa de hormigón armado de 40 cm de canto.

El proceso constructivo del vano principal fue el siguiente:

- Construcción de las piezas metálicas en taller.
- Ensamblaje de la estructura metálica sobre apeos, en una de las márgenes del río, incluida la instalación de las péndolas.
- Izado y posicionamiento sobre apoyos definitivos, mediante 2 grúas, una de 500 t y otra de 300 t, una a cada lado del río. Fue necesaria la realización de mejoras del terreno para soportar las cargas de las grúas y garantizar la estabilidad durante la maniobra.
- Ejecución del tablero (prelosas, ferrallado y hormigón de losa).
- Acabados (aceras, pavimento, barreras).

El sistema de péndolas propuesto en proyecto y finalmente ejecutado es de tipo cable cerrado galvanizadas. Se trata de un sistema que ofrece unas prestaciones de durabilidad muy elevadas, pero que requiere de una gran precisión en el diseño y colocación, pues según proyecto la carga se introduce en

las péndolas según se va construyendo (desapeo, hormigonado, etc) siendo muy sensible el reparto de carga a la geometría de partida (tolerancias muy estrictas, especialmente con péndolas de pequeña longitud).

---

## **Puente Rurrenabaque – San Buenaventura (Bolivia). Supervisión de obras**

- **Jorge Alberto Cerezo Macías**  
Ingeniero de Caminos. PROES Consultores S.A. Director Área Consultoría y A.T.  
[acerezo@proes.es](mailto:acerezo@proes.es)
- **Walter Torrez Ledesma**  
Ingeniero Civil. PROES Sucursal Bolivia. Director Sucursal.  
[wtorrez@proes.engineering](mailto:wtorrez@proes.engineering)

### **PALABRAS CLAVE:**

Puente, voladizos sucesivos, pilotes.

### **RESUMEN**

El puente de Rurrenabaque – San Buenaventura forma parte del corredor vial Oeste-Norte y conecta los municipios de Rurrenabaque, provincia Ballivián, Beni, y San Buenaventura, provincia Iturrealde, La Paz, en Bolivia. Esta estructura permite el cruce del río Beni, situado en el norte amazónico del país, y que hasta su construcción se realizaba con pontones.

La Administración Boliviana de Carreteras inició su construcción a finales de 2014 y se prevé su finalización en junio de 2019, aunque el puente fue habilitado al tráfico anteriormente.



Figura 1. Vista general del Puente ya finalizado.



Figura 2. Vista dovelas "1" P3.

El puente tiene una longitud total de 374 metros y se completan las obras con los viales de acceso de 4.1 kilómetros de extensión.

La estructura del tablero fue construida en voladizos sucesivos, con sección postesada tipo cajón, de ancho de tablero 11 m y consta de cuatro vanos. Los vanos extremos son de 67 m, y los centrales de 120 m. Se completa con un viaducto de acceso (lado Rurrenabaque) de 66 m de longitud, con dos vanos de 27 m y uno final de 12 m, resueltos con tablero de vigas.

La infraestructura del puente consta de cuatro pilas y un estribo. Tres pilas centrales de alturas variables según su emplazamiento dentro del lecho del río, una pila en el lado Rurrenabaque, y que forma parte del viaducto de acceso, y un estribo en el lado San Buenaventura. Las cimentaciones se realizaron mediante pilotes de gran diámetro, para cuya construcción fue necesario conformar islas artificiales provisionales en el río.

La sucursal de PROES Bolivia ha realizado los trabajos de supervisión técnica y ambiental de las obras, que presentan la singularidad de su emplazamiento en una zona de difícil acceso y por tanto de compleja construcción de este tipo de obras.

---

## **Puente sobre el río Wisla en Varsovia. Ejemplo de construcción de tableros de grandes dimensiones**

- **Aquilino Secio Raimundo**  
Civil engineer. Strukturas AS. Sales Manager.  
[ar@strukturas.no](mailto:ar@strukturas.no)
- **José Antonio Becerra Mosquera**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Strukturas AS. Agent market France.  
[a.becerra@strukturas.fr](mailto:a.becerra@strukturas.fr)

### **PALABRAS CLAVE:**

Voladizos sucesivos, autocimbra, carro de alas, río Wisla, Varsovia.

### **RESUMEN**

El nuevo puente sobre el río Wisla en Varsovia supone la clave para la finalización de la S2 Expressway, que comunicará el tramo oeste de la autopista A2 con el tramo este, finalizando así con el antiguo deseo fundado en los años 70 de enlazar ambas partes de la ciudad de Varsovia y reducir la congestión de tránsito formada en el centro de la ciudad para el paso de una a otra margen del río Wisla.

El enorme caudal de agua que fluye habitualmente por el río Wisla supone todo un reto para el diseño y construcción de cualquier actuación. Esta es una de las principales premisas del proyecto, dado que las fuertes corrientes del lecho fluvial invitan a cimentar lo mínimo imprescindible en el lecho fluvial. Los cuatro vanos centrales, construidos por voladizos sucesivos, tienen unas luces de 92, 176, 176 y 92 metros de luz. Los demás tramos de acceso están compuestos por una concatenación de vanos de entre 32 y 46 m de luz. Todo el viaducto se construye en tableros de doble calzada de casi 25 m de ancho, lo que supone una magnitud importante.

Los vanos centrales se han construido por voladizos sucesivos a sección completa; construyéndose los vanos de acceso en

dos fases: Primero se construye la viga-cajón para finalizar la construcción en segunda fase con un carro de alas.



Figura 1. Viga-cajón en fase de empuje.

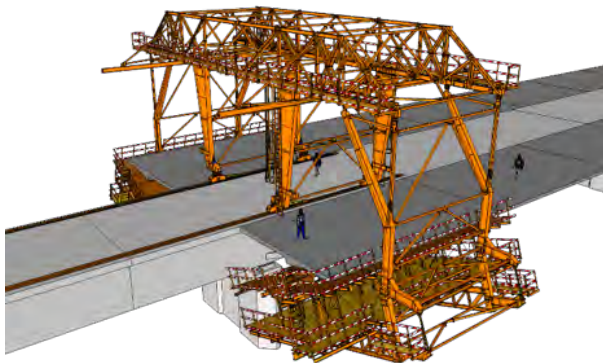


Figura 2. Carro de alas de segunda fase.

## Sistema innovador para la construcción vano a vano de puentes con luces de más de 100 m con vigas autolanzables

- **Javier Muñoz-Rojas Fernández**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[jmrojas@cfcs.com](mailto:jmrojas@cfcs.com)
- **Celso Iglesias Pérez**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[ciglesias@cfcs.com](mailto:ciglesias@cfcs.com)
- **Sara Fernández Alonso**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[sfernandez@cfcs.com](mailto:sfernandez@cfcs.com)
- **Pedro Pacheco**  
Ingeniero de Caminos. BERD.  
[pedro.pacheco@berd.en](mailto:pedro.pacheco@berd.en)
- **André Resende**  
Ingeniero de Caminos. BERD.  
[andre.resende@berd.en](mailto:andre.resende@berd.en)
- **Hugo Coelho**  
Ingeniero de Caminos. BERD.  
[hugo.coelho@berd.en](mailto:hugo.coelho@berd.en)

### PALABRAS CLAVE:

Construcción vano a vano, viga de lanzamiento, dovela prefabricada, puente extradosado.

### RESUMEN

La necesidad de grandes viaductos ha crecido significativamente en el mundo en los últimos años. Esto ha favorecido el desarrollo de las soluciones basadas en la industrialización de la construcción y dentro de ellas las basadas en dovelas prefabricadas ocupan un lugar destacado. El desarrollo de equipos de montaje cada vez más potentes y eficientes ha permitido abrir vías para alcanzar de forma competitiva luces cada vez mayores.

En este contexto, y apoyándose en el empleo de vigas de lanzamiento equipadas con el sistema de pretensado activo OPS desarrollado por la empresa BERD, dicha firma y la ingeniería CFC SL han desarrollado un estudio para la construcción vano a vano de puentes en rangos de luces que ahora son dominio exclusivo de la construcción por voladizos sucesivos ( $L > 100$  m).

La novedad del sistema se basa en una secuencia de montaje en dos fases: primero un tramo sobre la sección de apoyo -que queda en voladizo cosido con cables superiores- y posteriormente el tramo central -en el que se disponen cables inferiores-. De esta forma se reduce la longitud de la viga de lanzamiento y su capacidad se ajusta para colgar en cada operación sólo la mitad del vano. Los esfuerzos resultantes del montaje se aproximan a los finales de la estructura provocando unas menores cuantías de pretensado. La solución se desarrolló inicialmente para construcción con dovelas prefabricada aunque es igualmente extensible a soluciones in-situ con autocimbras.

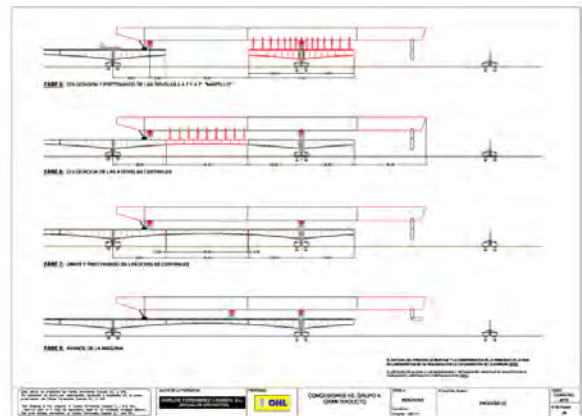


Figura 1. Alzados esquemáticos con la secuencia de ejecución vano a vano en dos fases.

Se presentan dos aplicaciones donde se ha propuesto:

- Concurso del Gran Viaducto de Cartagena de Indias (Colombia), desarrollado con los servicios técnicos de OHL, obra de 4 km de longitud con vanos de 102 m con sección cajón de canto variable. El ciclo que se había estimado para la obra era de un vano cada 7 días, Las cuantías de pretensado y armadura se consiguieron ajustar hasta los 33 kg/m<sup>2</sup> y 125 kg/m<sup>2</sup> respectivamente.
- Concurso de puente extradosado sobre el río Ganges (India), desarrollado con los servicios técnicos de Isolux-Corsán, obra de 10 km con vanos de 125 m y canto constante. En este caso se introdujo una variante constructiva muy ventajosa: para no ralentizar el ciclo por el montaje de los tirantes, el pretensado interno introducido en la fase de montaje de las dovelas es el que se encarga de resistir las situaciones

de construcción. Posteriormente, una vez avanzada la viga de lanzamiento se ejecuta el atirantamiento extradado que aporta el pretensado y la fuerza de sustentación necesaria para resistir el resto de acciones.



Figura 2.

## Soluciones adaptativas prefabricadas en el ámbito de la obra civil

- **Miguel Peláez Ruiz**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Tierra Armada, S.A. Director Técnico.  
[mpelaez@tierraarmada.com](mailto:mpelaez@tierraarmada.com)
- **Marcus Lindon**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Tierra Armada, S.A. Responsable Técnico Dpto. Muros y Bóvedas.  
[mlindon@tierraarmada.com](mailto:mlindon@tierraarmada.com)
- **Ángel José León Alonso**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Tierra Armada, S.A. Ingeniero Dpto. Técnico.  
[aleon@tierraarmada.com](mailto:aleon@tierraarmada.com)

### PALABRAS CLAVE:

Hormigón armado, prefabricado, adaptativo, bóveda, muro, panel, túnel, galería.

### RESUMEN

La prefabricación de elementos estructurales de hormigón armado y pretensado en el ámbito de la obra civil se enfrenta a una creciente demanda de soluciones diferentes a las tradicionales, que obligan a la adaptación de los productos prefabricados a nuevas aplicaciones con las consiguientes exigencias de diseño, cálculo, fabricación y montaje.

En la presente ponencia se describen las particularidades de algunas realizaciones recientes con elementos prefabricados, en las que los productos habituales se han adaptado a entornos y condicionantes de diseño novedosos:

- Continuidad de túneles y galería de interconexión en el túnel del Espiño (LAV del Noroeste): Se utilizan bóvedas prefabricadas dentro de una caverna. Se realizan unas ventanas de grandes dimensiones en las piezas que dan continuidad a los túneles, para entronque con la galería transversal y acceso a instalaciones (figura 1).
- Encofrado perdido en galería del túnel de la Canda (LAV del Noroeste): Se prefabrica una bóveda que sirve de encofrado

perdido para el hormigonado de una galería transversal de emergencia ubicada en una caverna.

- Muros prefabricados con contrafuertes en los estribos del puente singular sobre la M-12, que conecta Valdebebas con la NAT del aeropuerto de Madrid: Prefabricación de muros de contención de tierras, paneles de chapado y paneles de cierre de recintos en los estribos del puente, con una serie de condicionantes geométricos debido a las interferencias con las cimentaciones, subestructura y superestructura del puente. Todo ello en un entorno con exigentes requerimientos estéticos (figura 2).



Figura 1. Aspecto de las bóvedas de la GAI del túnel del Espiño, tras el montaje en el interior de la caverna.



Figura 2. Vista del E-2 del puente singular de Valdebebas sobre la M-12, tras el montaje de los muros de glorieta y falso estribo.

## The River Slaney Bridge – Design & Construction

- **Marcos Sánchez Sánchez**  
Ingeniero de Caminos. Arup. Director.  
[marcos.sanchez@arup.com](mailto:marcos.sanchez@arup.com)
- **Cian Long**  
Civil Engineer. Arup. Senior Engineer
- **Pat Moore**  
Civil Engineer. Arup Associate  
[pat.moore@arup.com](mailto:pat.moore@arup.com)

### KEY WORDS:

Highway bridges, steel, concrete, composite.

## ABSTRACT

The River Slaney Bridge is a 150 m long, 3-span steel composite bridge which carries a new national road over two access roads, a railway line and the River Slaney. The bridge is a key structure on the M11 Gorey to Enniscorthy PPP scheme which comprises 28 km of motorway, 12 km of high quality link road, 2 grade separated junctions and 6 at-grade roundabouts.

The structure consists of a 3-span composite steel plate girder bridge, with a main span of 70 m, supported on pot bearings at all support locations. The abutments consist of reinforced earth walls with in-situ concrete abutment galleries. A buried skeletal reinforced concrete structure on bored piles supports the superstructure independently of the reinforced earth wall. The intermediate supports consist of bored cast in-situ concrete piles with in-situ concrete pile caps. The superstructure consists of fabricated steel plate girders with a 250 mm concrete deck including permanent participating precast concrete formwork.

The constant depth girders of 2 m represent a very slender structure with a span to depth ratio of 35, which was driven by the clearance requirements over the railway and the highway alignment. The bridge superstructure, consisting of 1000 tonnes of steel, was fabricated in Spain before being shipped to Waterford, Ireland in braced pairs of beams approximately 30 m long.

This paper will discuss some of the design and construction challenges faced, such as designing a slender structure with very thin web plates and installation of two of the spans during nightly rail possessions in a total of less than 60 hours including bolted splices carried out in-situ from the crane.

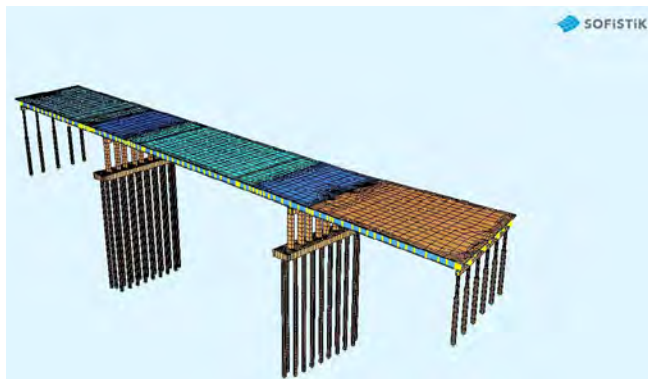


Figure 1. 3D Global analysis model (Sofistik).



Figure 2. Completed structure with finishing works on-going.

## Transportation of 8.400t Bow String Rail Bridge Across A1 in the Netherlands. World Record

- José María Martínez Gutiérrez

MSc Civil Engineer. SARENS. Technical Solutions Spain Manager.  
[Josemaria.martinez@SARENS.com](mailto:Josemaria.martinez@SARENS.com)

- Dimitri Laurent

MSc International Management & Business Studies. SARENS. Sales Manager  
HUB2 - Southern Europe / Africa.  
[dimitri.laurent@SARENS.com](mailto:dimitri.laurent@SARENS.com)

### KEY WORDS:

Bow string arch, world record, SPMT, transport, strand jacks, lifting.

### ABSTRACT

The Dutch government awarded a contract to upgrade and operate an important section of the A1 and A6 highway between Amsterdam and Almere to the “SAAone” consortium. This involves to replace a railway bridge by a bigger new one over 16 traffic lines without any intermediate support.

SARENS was contacted by VICTOR BUYCK STEEL CONSTRUCTION for the “SAAone” consortium to undertake the project of the moving and placement of the 255 m long, 17 m wide, and 50 m high bridge, weighing a whopping 8.400 tons.

It’s the heaviest railway bridge ever moved by roads with SPMTs in the world and by far the longest single-span bridge across a motorway. The bridge had to be moved 400 m from the location where it was assembled along the side of the A1 to its final place over the A1.

In September ’15, SARENS lifted the central top arch section of 1.250 tons by means of 4x450 tons capacity strand jacks.



Figure 1. SPMT arrangement on north side.

The A1 highway normally carries almost 200 000 vehicles per day. This is why the movement had to be carried out during a night traffic cut of the A1 of 16 hours from 20 pm.

In 6<sup>th</sup> May ’16, SARENS steered the huge steel bridge using 244 axle lines SPMTs, 122 axle lines on each side 220 meters apart. The high forces due to the large size and wei-

ght of the bridge, and the large spacing between the two SPMT groups, made it challenging to design a sufficiently strong supporting structure.

Both SPMT groups were linked together using a wireless data connection; it was the first time ever a wireless data connection was used among SPMT groups over such a long distance.

The entire operation from driving start to set-down on the bridge foundations took about 6 hours and the motorway was opened three hours ahead of schedule.



Figure 2. SPMT arrangement on south side.

## Viaducto de FFCC de San Martín en Buenos Aires

- **Elena Coloma Eusebio**  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Tierra Armada. Ingeniero de proyectos.  
[ecoloma@tierraarmada.com](mailto:ecoloma@tierraarmada.com)
- **Ángel José León Alonso**  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Tierra Armada SA. Ingeniero de proyectos.  
[aleon@tierraarmada.com](mailto:aleon@tierraarmada.com)
- **Miguel Peláez Ruiz**  
Ingeniero de caminos canales y puertos. TIERRA ARMADA SA. Director Técnico.  
[mpelaez@tierraarmada.com](mailto:mpelaez@tierraarmada.com)

### PALABRAS CLAVE:

Ferrocarril, prefabricado, pretensado, postesado, artesa, lanzadora, cruces a nivel, media madera.

### RESUMEN

Con un trayecto de 5 km que se extiende desde los barrios de Palermo hasta Paternal en Buenos Aires, se trata de un viaducto ferroviario elevado sobre las vías existentes del FFCC San Martín. Con su construcción se eliminan 11 pasos a nivel y se abren otros 10 pasos con diferentes calles y avenidas.

El viaducto tiene 166 vanos con una luz típica variable entre 20 y 27 m. En los cruces con calles, los vanos llegan a alcanzar luces entre 30 y 42 m.

El trazado existente estaba compuesto por tres vías entre las estaciones de Palermo y Chacarita, a las que se añadía una cuarta vía entre esta estación y La Paternal.

Para elevar las vías sin cortar el tráfico, se construyen pilas pórtico sobre las que se colocan los tableros. En cada vano se sitúa un cajón bajo cada vía, apoyado de dintel a dintel y terminados en apoyo a media madera para respetar el galíbo necesario. Los cajones son independientes entre sí. La sección transversal es, por tanto, una sección con 3 o 4 cajones de aproximadamente 4 m de ancho cada uno.

Los cajones se prefabrican en una instalación provisional que se sitúa al lado de la estación de La Paternal. Los cajones se fabrican en dos fases: viga artesa pretensada con cantos 1.50 m y 1.60 m para los vanos típicos. Una vez fabricada la viga, en la misma instalación, se hormigona la losa de espesor variable entre 17 y 20 cm. Los vanos de cruce se resuelven con vigas artesa postesadas tipo artesa de cantos 2.60 y 2.90 m según la luz. En este caso, la losa para completar el cajón se hormigona una vez montada la viga.

Los cajones se transportan por encima de los tableros ya montados y se montan en su vano utilizando una viga lanzadera.



Figura 1. Fabricación de una viga artesa en las instalaciones junto a las vías.



Figura 2. Vista general del viaducto.

## Viaducto singular en el tramo Riudarenes-Santa Coloma de Farners de la C-63

- **Miguel Ángel Higuera Antón**  
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Departamento de Puentes. Director de Proyectos.  
[mhiguera@proes.es](mailto:mhiguera@proes.es)
- **M. Alejandro Nicolás Pazo**  
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Departamento de Puentes. Ingeniero de Proyecto.  
[anicolas@proes.es](mailto:anicolas@proes.es)



- **Amaya Hernando Martín**  
Máster Ingeniera de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Departamento de Puentes. Directora de Proyectos.  
[ahernando@proes.es](mailto:ahernando@proes.es)
- **David Nogueira Abal**  
Arquitecto Técnico. Ingeniero de Edificación. Proes Consultores. Responsable de BIM.  
[dnogueira@proes.es](mailto:dnogueira@proes.es)
- **Antonio J. Madrid Ramos**  
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Jefe del Área de Infraestructuras Terrestres.  
[amadrid@proes.es](mailto:amadrid@proes.es)
- **Florencio J. del Pozo Vindel**  
Doctor Ingeniero de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Presidente.  
[fpozo@proes.es](mailto:fpozo@proes.es)

#### PALABRAS CLAVE:

Viaducto, tipologías, cajón, pretensado, construcción por fases, canto variable.

#### RESUMEN

Proes Consultores ha desarrollado el proyecto constructivo de las estructuras del tramo Riudarenes-Santa Coloma de Farners en la variante de la C-63 (Gerona) para la UTE IDP-Euroconsult-Dopec, con Infraestructuras de Cataluña como cliente final.

En el tramo hay una estructura singular que permite el paso sobre el valle del río d'Esplet. Su encaje ha estado muy condicionado por los temas medioambientales. Es necesario respetar un pasillo de 35,0 m centrado en el eje del cauce, en el que no es posible disponer ningún elemento estructural. El esviate del cruce entre carretera y río condiciona un vano de 60,0 m. Por otra parte, a partir del estudio de inundación, se impone la restricción de que los terraplenes de acceso estén fuera de la zona de inundación.

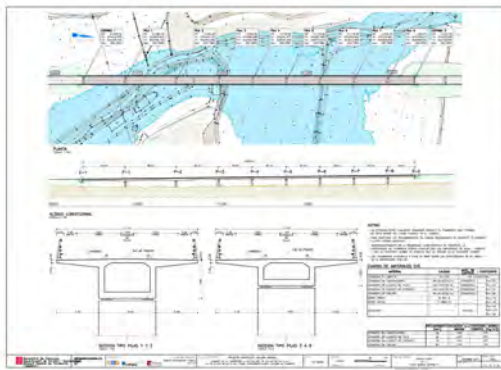


Figura 1. Plano del proyecto.

Los condicionantes anteriores llevan a una estructura de 392,0 m de longitud con un vano de 60,0 m sobre el cauce. Tras el correspondiente estudio de tipologías, se seleccionó como solución más adecuada un tablero continuo de hormigón pretensado con sección en cajón con una distribución de luces de: 50+60+50+5x40+32 m.

La sección transversal alberga dos carriles de 3,50 m, un separador de flujo de 1,00 m, dos arcenes de 1,00 m y elementos de contención de vehículos que pisan 0,55 m, totalizando un ancho de sección de 11,10 m. Se ha adoptado un canto tipo de 2,0 m para los vanos de 40,0 m, con una relación canto luz de 1/20. El vano de 60,0 m se ha diseñado con variación parabólica de

canto, pasando de los 3,0 m sobre pilas a los 2,0 m en centro de vano, variación que se ha extendido a los dos vanos contiguos de 50,0 m, resolviéndose con naturalidad la conexión de los tramos de mayor luz y canto variable con los tramos de canto constante. La construcción del tablero, prevista por vanos sucesivos con autocimbra, plantea el reto de una luz principal situada en el rango superior de utilización de este tipo de elementos.

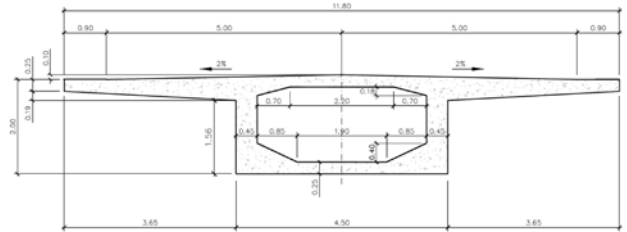


Figura 2. Sección transversal.

### Viaducto sobre el río Eresma en las obras de conversión en autovía de la circunvalación de Segovia (SG-20)

- **Guillermo Lorente Perchín**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Servicio Puentes y Estructuras de Obra Civil.  
[glorentep@ggravityeng.com](mailto:glorentep@ggravityeng.com)
- **Juan Jesús Álvarez Andrés**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Jefe Servicio Puentes y Estructuras de Obra Civil.  
[jjalvarez@ggravityeng.com](mailto:jjalvarez@ggravityeng.com)
- **Juan Luis Alcalá Sánchez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IPES S.L.  
[jlalcala@ipessl.com](mailto:jlalcala@ipessl.com)
- **Javier Mellado Fernández**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IPES S.L.  
[jmellado@ipessl.com](mailto:jmellado@ipessl.com)
- **Enrique Hernández Velasco**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IPES S.L.  
[ehernandezv@ipessl.com](mailto:ehernandezv@ipessl.com)
- **Alberto Baíllo Rodríguez De Las Heras**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IPES S.L.  
[abaillo@ipessl.com](mailto:abaillo@ipessl.com)

#### PALABRAS CLAVE:

Arco, hormigón, cimbra porticada, duplicación.

#### RESUMEN

En el tramo A de la duplicación de la circunvalación de Segovia (SG-20) encontramos la estructura E-14, viaducto sobre el río Eresma. Es una estructura tipo arco de tablero superior, con una luz entre ejes de apoyo de plintos de 99.5 m. Se completa con dos tramos laterales de 51 m, alcanzando una longitud total de 210.5 m, divididos a nivel de tablero en 12 vanos, 3 en cada tramo lateral, con una luz máxima de 18 m y 6 sobre el arco, con luces de 16.6 m entre pilastras. La anchura del tablero es de 11.80 m y su sección es una losa de hormigón postesado, con dos nervios y un canto máximo de 0.75m, buscando el mayor parecido posible con el puente existente, pero minimizando la cuantía de acero respecto a aquel, a pesar de estar diseñado con la IAP-11.

El arco, de hormigón armado, tiene 2 núcleos, unidos entre sí por montantes cada 8.29 m. La sección de cada núcleo es tipo cajón, con 2.9 m de anchura y canto variable entre 2 m (arranques) y 1.4 m (clave). Las paredes de cada cajón tienen 35 cm de espesor y la sección es maciza en la zona de montantes. Estos últimos presentan sección maciza de 2 m de ancho por 1 m de canto.

El arco se construyó mediante cimbra porticada en celosía, de manera análoga al original, aunque con la dificultad añadida de no poder ocupar ya la “mejor” posición sobre el cauce del Eresma, lo que complicó la ejecución de las cimentaciones de las torres que definían los cinco vanos porticados de la cimbra. El tablero, originalmente planteado con cimbra cuajada en los tramos laterales, se ejecutó finalmente con cimbras porticadas salvo en clave, con avance simétrico desde ambos lados en la zona del arco.



Figura 1. Vista general de la cimbra del arco.



Figura 2. Arco descimbrado.

## Proceso constructivo de los edificios de oficinas “Helios” en Madrid

- **Susana Jareño Cobo**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGRAVITY ENGINEERING S.A.  
Ingeniero.  
[sjarenoc@ggravityeng.com](mailto:sjarenoc@ggravityeng.com)
- **M<sup>a</sup> Mercedes Madrid Ramos**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGRAVITY ENGINEERING S.A.  
Jefe Servicio de Estructuras de Edificación.  
[mmadridr@ggravityeng.com](mailto:mmadridr@ggravityeng.com)

### PALABRAS CLAVE:

Construcción de estructuras.

### RESUMEN

Los edificios de oficinas “Helios” se ubican en una posición estratégica entre la M-40 y el recinto Ferial de Madrid.

La estructura de los edificios consta de dos plantas bajo rasante destinadas al uso principal de aparcamiento, y seis plantas más sobre rasante que se elevan en dos módulos diferenciados con planta en “H” para uso administrativo. La tipología estructural en las plantas bajo rasante es de losas armadas. Sobre rasante, las plantas se resuelven mediante vigas postesadas de uno y tres vanos entre las que se dispone una esbelta losa maciza de 0.22 cm. En los extremos de las alas de cada planta en H, se ejecutan voladizos de hasta 3.85 m con estructura de hormigón, reservándose la estructura metálica para las viseras de planta cubierta con voladizos de hasta 9.40 m.

Para la elevación y posicionamiento de estas viseras ha sido necesario un premontaje de su estructura sobre el forjado de planta baja, de manera que se redujeran los trabajos en altura. El tránsito y los posicionamientos de las potentes grúas, necesarias para el izado de estas piezas, así como el montaje de la estructura de fachada, han dado lugar a numerosas comprobaciones sobre el forjado de planta baja para garantizar la circulación y posibilitar la operación simultánea de las distintas combinaciones de vehículos (grúas, plataformas, tráileres...).

Para cada planta se realizaron estudios de descimbrado, ciclos de reapuntamiento y análisis de resistencia del hormigón, fundamentalmente en el postesado, para permitir la pronta recuperación del material de encofrado y así acelerar los ritmos de producción.

El sistema de encofrado empleado fue el de mesas Hussor, siendo necesario incorporar al diseño piezas especiales para el encofrado de la viga de borde perimetral descolgada, la cual rigidizaba el muro cortina.



Figura 1. Ciclos de avance de las Mesas Hussor.



Figura 2. Montaje de fachada.

# Control

## Decisions Under Uncertainty: *fib* Bulletin 80 VS. *prCEN* /TS

- **Carlos Lara Sarache**  
Civil Engineer. IETcc-CSIC.  
[carloslara@ietcc.csic.es](mailto:carloslara@ietcc.csic.es)
- **Peter Tanner**  
Dr. Civil Engineer. IETcc-CSIC.  
[tannerp@ietcc.csic.es](mailto:tannerp@ietcc.csic.es)
- **Ramón Hingorani**  
Dr. Civil Engineer. IETcc-CSIC.  
[hingorani@ietcc.csic.es](mailto:hingorani@ietcc.csic.es)

### KEY WORDS:

Existing structures, reinforced concrete, assessment, reliability, probabilistic methods, partial factors.

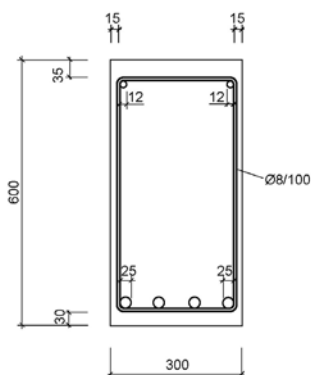


Figure 1. Beam cross-section.



Figure 2. Final condition of the building (Rendering courtesy of Diaz & Diaz Architects S.L.).

### ABSTRACT

The assessment of an existing structure for present and future use entails different sorts of problems than encountered when designing new structures. The differences revolve essentially around the nature of the information available. In existing structures, deteriorated or otherwise, the accuracy of the models used for such assessments can usually be improved by acquiring more data. The most accurate way to find actual load and resistance would be to conduct a probabilistic analysis using site data. This is a time-consuming process, however, calling for a working knowledge of probabilistic methods that may not be suited to everyday use by practising engineers. For such reasons, in the past few years various studies have been conducted to develop approaches for the assessment of existing structures, compatible

with the Eurocodes, which include the same verification format as normally applied for designing new structures. In contrast to the design procedure, however, the representative values for the variables and the partial factors may be modified on the basis of updated information. Moreover, different values for the remaining working life and the target reliability level can be incorporated.

The transformation of an industrial building from the 1940's into a cultural centre requires safety verification of the reinforced concrete structure. The application of different partial factor approaches, respectively according to, respectively, *fib* Bulletin 80 and CEN Technical Specification on the Assessment of Existing Structures, is illustrated by means of the verification of one of the main beams of this building. The results obtained are discussed and compared to the findings of a full probabilistic analysis.

## Estudio de diagnóstico Puente Yelcho. Estimación de la distribución de carga mediante pruebas estáticas y dinámicas

- **Javier Sánchez Haro**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
- **Óscar Ramón Ramos Gutiérrez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria.  
[oramos@orramoseng.com](mailto:oramos@orramoseng.com)
- **Ricardo Pereira Da Sousa**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Ricardo.Pereira@wsp.com](mailto:Ricardo.Pereira@wsp.com)
- **Iván Campo Rumoroso**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Ivan.Campo@wsp.com](mailto:Ivan.Campo@wsp.com)
- **Frank Schanack**  
Dr. Ing. Universidad Austral de Chile. Director del Instituto de Obras Civiles.  
[frank.schanack@uach.cl](mailto:frank.schanack@uach.cl)

### PALABRAS CLAVE:

Puente atirantado, prueba estática, prueba dinámica, análisis modal, rehabilitación, patología, diagnosis estructural.

### RESUMEN

Puente Yelcho es un puente atirantado de tres vanos (50 m + 150 m + 50 m) y 6.70 m de ancho, de hormigón y construido en Chile en la Región de los Lagos en 1989. Esta zona es exigente desde el punto de vista de la durabilidad del puente debido a sus adversas condiciones climatológicas. Dentro de las particularidades del puente, merece la pena destacar un par de ellas. En primer lugar la proporción vanos laterales-vano central provoca la necesidad de un anclaje vertical en los estribos. En segundo lugar, los 112 tirantes que soportan el tablero están formados, al igual que los anclajes en los estribos, por barras pretensadas de 36 mm de diámetro. Estas barras y sus anclajes, así como el resto del puente, son susceptibles de sufrir un proceso de corrosión elevado, por lo que se realizó un estudio de diagnóstico para evaluar su estado 30 años después de su apertura al tráfico.

Dentro de los trabajos de diagnóstico definidos en el puente se realizó un pesaje de los tirantes para identificar su carga actual. La carga vertical de los tirantes detectada en el pesaje hacía presuponer que el peso propio del puente era mayor que el que se deducía como teórico de la documentación existente.

Ante esta situación se diseñó una campaña de pruebas estáticas (levantamiento de los apoyos accesibles) y de pruebas dinámicas (excitación controlada de la estructura y medición de modos de vibración). El objeto de esta campaña era determinar el peso real de la estructura y estimar su distribución en los apoyos del puente, con especial atención a los anclajes verticales de los estribos, fundamentales desde el punto de vista estructural e inaccesible para la medición directa.

En este artículo se exponen la metodología utilizada y las principales conclusiones obtenidas del estudio realizado.



Figura 1. Vista del Puente Yelcho.

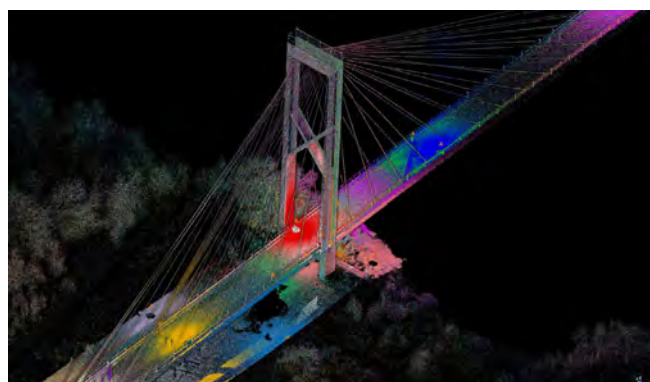


Figura 2. Puntos escaneados en Puente Yelcho.

## *Evaluación del estado de la estructura de torre de refrigeración y torre de gasificación previamente y durante su demolición por detonación*

- **Antonio Manuel Bueno Bleda**  
Arquitecto Máster en Estructuras Edificación. Mecanismo Ingeniería. Coordinador de proyecto.  
[antonio.bueno@mecanismo.es](mailto:antonio.bueno@mecanismo.es)
- **Jacinto Ruiz Carmona**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Mecanismo Ingeniería / UPM. Asociado / Prof. Asociado.  
[jacinto.ruiz@mecanismo.es](mailto:jacinto.ruiz@mecanismo.es)
- **Juan Rey Rey**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Mecanismo Ingeniería / UPM. Director / Prof. Asociado.  
[juan.rey@mecanismo.es](mailto:juan.rey@mecanismo.es)

### **PALABRAS CLAVE:**

Estructuras de hormigón armado, demolición, detonación, estabilidad.

### **RESUMEN**

La normativa actual determina los requisitos mínimos para la ejecución de nuevas estructuras o para la rehabilitación de las existentes, pero no indica de forma específica las bases de cálculo ante la ejecución de actuaciones previas a la demolición de edificios de estructura de hormigón armado.

Este trabajo presenta el análisis llevado a cabo para la evaluación de la repercusión de las actuaciones previas a la demolición y la modelación del proceso de caída, de dos edificaciones pertenecientes a la central térmica de Elcogas (Puertollano). Se trata de la torre de refrigeración y la torre de gasificación.



Figura 1. Vistas de la Torre de Gasificación y Torre de Refrigeración a demoler.

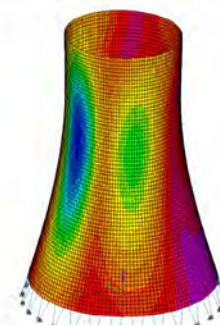


Figura 2. Vistas de los modelos de cálculo.

La evaluación de ambas demoliciones se compone de las siguientes fases:

- 1- Análisis del estado actual de la estructura.
- 2- Análisis por fases de la repercusión estructural de la apertura de ventanas y huecos para la introducción de barrenos en los elementos de hormigón armado de las torres.
- 3- Planificación de la demolición y análisis de la caída de las torres para conseguir el objetivo marcado de direccionalidad, evitando afectar a otras edificaciones o incluso a la carretera colindante al complejo.

Para el análisis de los apartados anteriores se desarrollaron modelos de elementos finitos, tanto estáticos como dinámicos

teniendo en cuenta la no linealidad geométrica del problema, a través de los cuales se analizaron los esfuerzos y deformaciones de la estructura en las diferentes etapas del proceso.

Durante el verano de 2018 se llevó a cabo la demolición por detonación de barrenos de ambas torres, pudiéndose comparar con la estimación realizada.

## Evaluación y diagnóstico del puente Pedro de Valdivia. Viga Gerber de hormigón armado del año 1954

- **Iván Campo Rumoroso**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Ivan.Campo@wsp.com](mailto:Ivan.Campo@wsp.com)
- **Óscar Ramón Ramos Gutiérrez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria.  
[ramosor@unican.es](mailto:ramosor@unican.es)
- **Frank Schanack**  
Dr. Ing. Universidad Austral de Chile. Director del Instituto de Obras Civiles.  
[frank.schanack@uach.cl](mailto:frank.schanack@uach.cl)
- **Jorge De Vena Retuerto**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Jorge.DeVena@wsp.com](mailto:Jorge.DeVena@wsp.com)
- **Haritz García Coca**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Haritz.Garcia@wsp.com](mailto:Haritz.Garcia@wsp.com)
- **Marcos J. Pantaleón Prieto**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria. Catedrático Estructuras Metálicas.  
[pantalem@unican.es](mailto:pantalem@unican.es)

### PALABRAS CLAVE:

*Load rating*, ensayos no destructivos, hormigón armado, viga Gerber, diagnóstico, inspección, ampliación

### RESUMEN

El puente Pedro de Valdivia (Valdivia, Chile) fue inaugurado en el año 1954 y reparado tras el gran sismo de Valdivia en el año 1962. El puente consta de cinco vanos: dos vanos laterales de aproximadamente 35 m y un tramo central de 3 vanos distribuidos aproximadamente en luces de 50+69+50 m, siendo la longitud total del puente 239 m. El ancho del tablero es 11.10 m y es constante en todo el tablero. Existe una vereda peatonal de 2 m a cada lado que fue añadida durante la reparación del puente.



Figura 1. Panorámica Puente Pedro Valdivia. Situación actual.



Figura 2. Puente durante la construcción. Fuente: Colección Museo Histórico Nacional.

El tramo central es un cajón de hormigón armado multicelular de canto variable. En el vano central se dispusieron dos rótulas a una distancia de 19.15 m de las pilas, lo que lo convierten en una viga tipo Gerber. El cajón consta de 2 células, excepto en las dos dovelas de cada lado más próximas a las pilas centrales, donde se construyó una losa intermedia quedando 4 células. La altura del cajón varía entre los 1.93 m y los 7.98 m.

Con vistas a valorar diferentes posibilidades de ampliación y refuerzo del puente se ha realizado una evaluación estructural consistente en las siguientes acciones:

- Revisión y contraste de planos originales de la reparación de 1962.
- Inspección de campo y realización de ensayos:
  - Ensayo no destructivo para la determinación del índice esclerométrico;
  - Auscultación no destructiva de la armadura de hormigón.
  - Ensayos de carbonatación del hormigón.
  - Medición de la dureza Brinell del acero estructural
  - Inspección Visual
  - Prospección subacuática.
  - Levantamiento geométrico.
    - Modelización estructural de puente.
    - Determinación del *Load Rating*.

En el artículo se expondrá detalladamente la metodología desarrollada para la evaluación y diagnóstico del puente, así como las principales conclusiones obtenidas.

## Herramienta de toma de decisiones para evaluación de materiales de construcción fotocatalíticos: "PhotoScaling Decision Maker"

- **Eva Jiménez-Relinque**  
IETcc CSIC.  
[eva.jimenez@csic.es](mailto:eva.jimenez@csic.es)
- **Francisco José Rubiano Sánchez**  
IETcc CSIC.  
[franrs12@ietcc.csic.es](mailto:franrs12@ietcc.csic.es)
- **Ramón Hingorani**  
IETcc CSIC.  
[r.nevshupa@ietcc.csic.es](mailto:r.nevshupa@ietcc.csic.es)
- **María Grande Jara**  
IETcc CSIC.  
[m.grande@ietcc.csic.es](mailto:m.grande@ietcc.csic.es)

- Ángel Castillo Talavera  
IETcc CSIC.  
[acastillo@ietcc.csic.es](mailto:acastillo@ietcc.csic.es)
- Román Nevshupa  
IETcc CSIC.  
[rnevshupa@ietcc.csic.es](mailto:rnevshupa@ietcc.csic.es)
- Marta Castellote Armero  
IETcc CSIC.  
[martaca@ietcc.csic.es](mailto:martaca@ietcc.csic.es)

**PALABRAS CLAVE:**

Otocatálisis, criterio conformidad, multiescala, herramienta toma decisiones.

**RESUMEN**

El objetivo global del proyecto LIFE-PHOTOSCALING (<https://www.life-photoscaling.eu/>), coordinado por el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc-CSIC), con el Ayuntamiento de Madrid y la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales (UPM), como miembros del consorcio, ha sido el establecimiento de los instrumentos necesarios para escalar la tecnología fotocatalítica desde ensayos de laboratorio hasta la aplicación en las ciudades, mediante el desarrollo de una herramienta de apoyo a la toma de decisiones que permita establecer un criterio de conformidad de los productos “PhotoScaling Decision Maker”.



Figura 1. Ejemplo de banco de pruebas para lixiviación en plataforma M-P.



Figura 2. Medida in situ con el reactor PHOTONSITE.

## Implementación de cámaras infrarrojas en la construcción del edificio de oficinas en Avda Manoteras 12, Madrid

- Rubén Alonso Alonso  
Ingeniero Industrial. SACYR. Jefe de Proyectos.  
[raalonso@sacyr.com](mailto:raalonso@sacyr.com)
- Emiliano Pinto  
Ingeniero Civil Estructural. MSc. SidcoDX. CEO & Co-Founder.  
[epinto@sidcodx.com](mailto:epinto@sidcodx.com)
- Ramón Sánchez Fernández  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SACYR. Director Ingeniería Edificación.  
[rsfernandez@sacyr.com](mailto:rsfernandez@sacyr.com)
- Ángel Sanchez De Dios  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SACYR. Jefe de Departamento.  
[asanchezd@sacyr.com](mailto:asanchezd@sacyr.com)

**PALABRAS CLAVE:**

Infrarojo, termográfica, digitalización, big data.

**RESUMEN**

Durante la construcción del edificio de oficinas Manoteras 12 se implementa una nueva tecnología para la industria de la construcción mediante la cual es posible medir y digitalizar, en tiempo real, la calidad del hormigón. Para ello, se instala una cámara infrarroja en lo alto de una de las grúas torres de la obra. Mediante dicha cámara, y mediante la instalación de diferentes sensores de temperatura en varios puntos del edificio antes del hormigonado, es posible determinar a tiempo real, información tan valiosa como su temperatura y resistencia a compresión.

Para la implementación de esta metodología es necesario caracterizar perfectamente el hormigón mediante la obtención de su curva de madurez. Además, para mostrar la información obtenida, se precisa interactuar con tecnología BIM mediante la implementación de un modelo de REVIT completo de la estructura.

Esta metodología supone un método completamente innovador para el control, de forma exhaustiva, de la calidad del hormigón (resistencia a compresión) aportando además otras ventajas en cuanto la posibilidad de acelerar los tiempos de desencofrado y obtener un control preciso de la producción de los volúmenes de hormigonado durante la ejecución de la estructura.

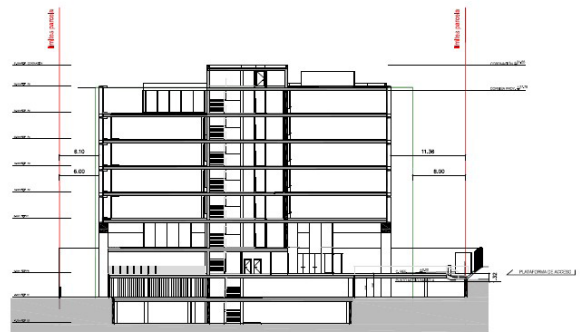


Figura 1. Sección tipo del edificio.



Figura 2. Infografía 3D edificio.

## Medición de fuerzas y ajuste de longitud de péndolas de un puente en arco tipo network

- **Frank Schanack**  
Dr. Ing. Universidad Austral de Chile. Director del Instituto de Obras Civiles.  
[frank.schanack@uach.cl](mailto:frank.schanack@uach.cl)
- **Óscar Ramón Ramos Gutiérrez**  
Dr. Ing. Universidad de Cantabria. Profesor.  
[oscar.ramos@unican.es](mailto:oscar.ramos@unican.es)
- **Roberto Escalona De La Fuente**  
Ing. WSP Spain. Ingeniero de Proyectos.  
[rescalona@wsp.com](mailto:rescalona@wsp.com)
- **Ronald Alarcón Fernández**  
Ing. Universidad Austral de Chile. Asistente de investigación.  
[ronald.alarcon.f@gmail.com](mailto:ronald.alarcon.f@gmail.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente, arco tipo *network*, red de péndolas, instrumentación, banda extensométrica, cuerda vibrante, ajuste de longitud.

### RESUMEN

Puentes en arco tipo *network* tiene una red de péndolas, donde las péndolas se interceptan al menos dos veces. Son altamente hiperestáticas y la distribución de fuerzas en las péndolas es muy sensible a cambios de geometría y tolerancia de construcción. Para asegurar que no haya ninguna péndola con una fuerza demasiado pequeña y demasiado grande, durante la construcción de estos puentes se deben medir y ajustar las fuerzas.

Durante la construcción del puente en arco tipo *network* se determinaron las fuerzas en las péndolas con dos métodos. En primer lugar, se usaron bandas extensométricas aplicadas directamente en las péndolas antes de la puesta en carga del puente y se calculó las fuerzas a partir de la elasticidad del material. En segundo lugar, se midieron las frecuencias propias de vibración de las péndolas y se calculó las fuerzas a partir de la teoría de la cuerda vibrante.

Una vez determinada la fuerza en todas las péndolas, se procedió a la comparación con los umbrales mínimos y máximos teóricamente esperables. Se identificaron 6 péndolas, dentro del total de 44, cuya fuerza no estaba dentro de los umbrales. Para ajustar las fuerzas, se debe ajustar la longitud de las péndolas. Dado que el cambio de longitud de una péndola afecta las fuerzas en todas las péndolas, se usó una matriz de

influencia y un algoritmo de optimización para determinar el ajuste de longitud necesario. Los ajustes de longitud necesarios eran del orden de los 5 mm.

Una vez realizado los ajustes de longitud, se volvieron a determinar las fuerzas en todas las péndolas, pudiendo verificar que todas están dentro de los umbrales seguros definidos previamente.



Figura 1. Puente Manchuria en construcción.

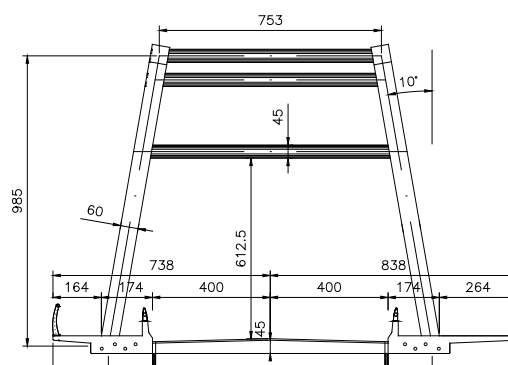


Figura 2. Sección tipo.

## Metodología de seguimiento y supervisión de la ejecución de la estructura metálica en taller del nuevo puente de Champlain en Montreal, Canadá

- **Miguel Ortega Cornejo**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Director de Ingeniería.  
[miguel.ortega@ideam.es](mailto:miguel.ortega@ideam.es)
- **Pedro Atanasio Utrilla**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Jefe de proyectos.  
[pedro.atanasio@ideam.es](mailto:pedro.atanasio@ideam.es)
- **Guillem Collell Mundet**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.  
[guillem.collell@gmail.com](mailto:guillem.collell@gmail.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente atirantado, metálico, control de calidad, soldaduras, fatiga, aplicación móvil.

### RESUMEN

El Nuevo Puente de Champlain es un viaducto mixto formado por un tramo atirantado de un solo pilono con 240+124 m de luz y unos vanos de acceso continuos con luces entre 52 y 109 m,



con una longitud total de 3,4 km. La sección transversal del tablero está compuesta por tres plataformas con una anchura total de 21.62+10.87+17.32 m.

La ejecución la ha llevado a cabo el consorcio formado por la Concesionaria: SNC-Lavalin, ACS y HOCHTIEF; los Contratistas: SNC-Lavalin, Dragados Canada, Flatiron Constructors Canada y EBC; y los Diseñadores: SNC-Lavalin, T.Y. Lin International e International Bridge Technologies.

La construcción de la estructura metálica del tramo atirantado y los dinteles superiores de las pilas de los vanos de acceso se han llevado a cabo en España en tres talleres en Sevilla y dos en Galicia.

IDEAM ha colaborado con T.Y. Lin International coordinando desde España las propuestas de adaptaciones del proyecto entre los talleres, el contratista y los proyectistas en Norte América, y realizando el seguimiento de la calidad durante la fabricación de la estructura metálica en los talleres. Para la realización de esta última labor se ha creado una plataforma digital diseñada expresamente con una aplicación móvil y una base de datos para ordenar y almacenar la obtención de toda la información de cada visita a cada taller y su posterior análisis en oficina, que ha permitido cumplir con los exigentes compromisos de informes diarios, y semanales de seguimiento de la ejecución de manera compatible con los estrictos plazos de fabricación.

El artículo describirá en detalle las labores de supervisión realizadas, así como el funcionamiento de la plataforma que ha permitido el control de las distintas actividades de fabricación y de las principales incidencias de ejecución, junto con sus propuestas de solución antes del envío a obra de las piezas.



Figura 1 Vista de los cajones principales del tablero durante su fabricación en taller.



Figura 2. Vista del dintel de pila durante su fabricación en taller.

## Monitorización de las cubiertas del hipódromo de la Zarzuela: 12 años después

- **Ángel Castillo Talavera**

Dr. Ingeniero de Caminos. Instituto Eduardo Torroja, IETcc (CSIC). Director. [acastillo@ietcc.csic.es](mailto:acastillo@ietcc.csic.es)

- **Isabel Martínez Sierra**

Dra. En Ciencias Químicas. Instituto Eduardo Torroja, IETcc (CSIC). Vicedirectora. [isabel.martinez@csic.es](mailto:isabel.martinez@csic.es)

### PALABRAS CLAVE:

Hormigón, reparación, corrosión, monitorización, técnicas electroquímicas.

### RESUMEN

El hipódromo de la Zarzuela, declarado patrimonio histórico nacional, fue construido en Madrid en los años 40, y es una obra del Ingeniero Eduardo Torroja y los arquitectos Arniches y Domínguez. Las cubiertas de su estructura son consideradas un arte desde el punto de vista ingenieril.



Figura 1. Estado actual de las cubiertas del Hipódromo de la Zarzuela.

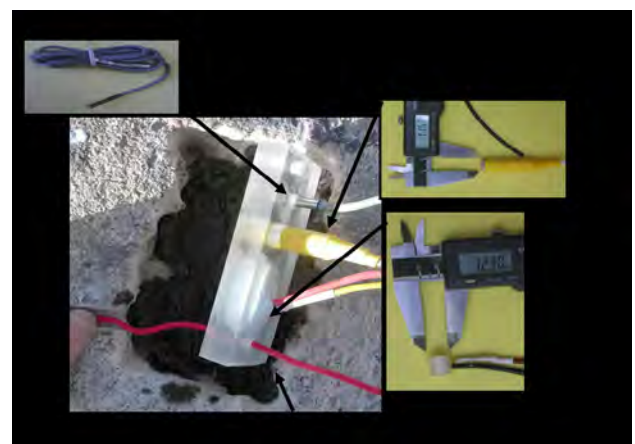


Figura 2. Grupo de sensores instalado en las cubiertas.

A pesar del perfecto y genial equilibrio físico y mecánico, se iniciaron procesos físicos y físico-químicos de deterioro en su composición debido al largo periodo de exposición de

la estructura a la acción climática y al ataque de los agentes agresivos atmosféricos, entre los cuales se destaca como principal patología la corrosión por carbonatación de su armadura embebida. Dada la importancia de la obra desde el punto de vista artístico, histórico y de seguridad, las autoridades correspondientes decidieron su rehabilitación. En este proyecto de reparación se contempló la instalación de un sistema de monitorización de medidas continuas, mediante sensores electroquímicos pasivos, capaces de indicar el riesgo de corrosión en la armadura embebida de la estructura. De este modo, es posible controlar el comportamiento del material frente a la interacción con la acción atmosférica y prever la posible necesidad de intervenciones de mantenimiento, evitando el avance del deterioro con rapidez y garantías. La implementación de la monitorización requirió de una evaluación mediante técnicas electroquímicas no-destructivas del grado de deterioro previo a la intervención, para poder estudiar la evolución del comportamiento de la estructura después de la reparación.

En el presente trabajo, se presentan los resultados obtenidos en las cubiertas del Hipódromo de la Zarzuela durante su monitorización durante los últimos 12 años. Se presenta también la viabilidad del sistema de monitorización y su fiabilidad con el tiempo.

## Monitorización y control de vibraciones en la sustitución de un forjado en nave industrial de producción

- **Alejandro Bernabeu Larena**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Bernabeu Ingenieros.  
[abl@bernabeu.net](mailto:abl@bernabeu.net)
- **Manuel De La Cal Manteca**  
Arquitecto, Máster en Estructuras. Bernabeu Ingenieros.  
[mcm@bernabeu.net](mailto:mcm@bernabeu.net)
- **Javier Gómez Mateo**  
Arquitecto, Máster en Estructuras. Bernabeu Ingenieros.  
[jgm@bernabeu.net](mailto:jgm@bernabeu.net)
- **Francisco Mota Toledo**  
Geólogo. Geofísica consultores.  
[fmota@geofisica-consultores.es](mailto:fmota@geofisica-consultores.es)
- **Carlos Manuel Calvo Martínez**  
Geólogo. Geofísica consultores.  
[cmcalvo@geofisica-consultores.es](mailto:cmcalvo@geofisica-consultores.es)
- **Juan José Quintana Suárez**  
Técnico de campo. Geofísica consultores.  
[jjquintana@geofisica-consultores.es](mailto:jjquintana@geofisica-consultores.es)

### PALABRAS CLAVE:

Dinámica estructural, monitorización y control de vibraciones, intervención en estructuras existentes, recalce de cimentación.

### RESUMEN

La adecuación de una de las naves del complejo de la fábrica de Robert Bosch situado en Madrid a las nuevas y futuras necesidades de las máquinas de producción de electrónica de automóvil requirió llevar a cabo la sustitución de uno de los

forjados existentes, a fin de dotarle de mayor capacidad de carga, mayor rigidez y mejores características de comportamiento dinámico. La construcción original es de 1963-64 y está formada por pilares metálicos y forjados de bovedilla cerámica y vigas y celosías metálicas.

El proyecto tiene así una serie de condicionantes propios: intervención en edificio existente, requerimientos dinámicos específicos para el nuevo forjado y necesidad de refuerzo de la estructura y cimentación existentes por el aumento de cargas. Por otra parte, el proyecto se ve condicionado por la necesidad de mantener la producción y el normal funcionamiento de la fábrica, lo que requiere en particular minimizar y controlar el nivel de vibraciones producidas durante la ejecución de la obra. Se define para ello un riguroso protocolo de ejecución en obra, y un sistema de monitorización de vibraciones permanente durante la duración de la misma.

La ponencia presenta por una parte los condicionantes y requerimientos de diseño propios del nuevo forjado, de estructura mixta formada por placas alveolares y celosías metálicas, y del refuerzo de la estructura y recalce de la cimentación existentes. Por otra parte, se presentan los protocolos de ejecución establecidos para minimizar la transmisión de vibraciones producidas en la obra, así como el sistema de monitorización y control de vibraciones utilizado, su instalación y el proceso de medición e interpretación de los resultados obtenidos, y los ensayos dinámicos realizados sobre el nuevo forjado ya ejecutado.



Figura 1. Vista general de la ejecución del nuevo forjado, de estructura mixta formada por placas alveolares y celosías metálicas.

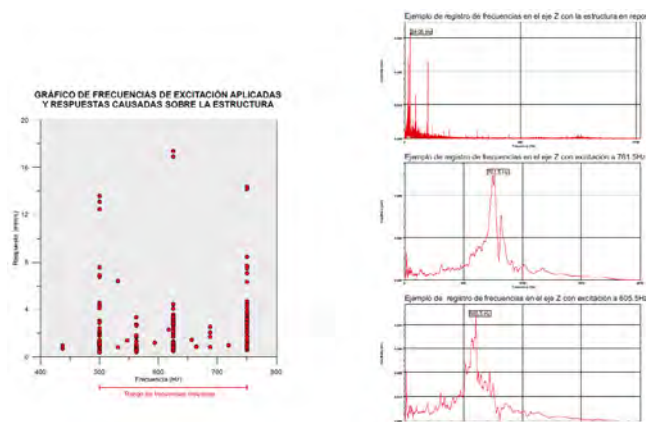


Figura 2. Control dinámico de la estructura.

## Nuevo viaducto sobre el río Júcar en Cullera: Instrumentación

- **Ricardo Rico Rubio**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director de Ingeniería.  
[rrico@k2ingenieria.es](mailto:rrico@k2ingenieria.es)
- **Sara Valor González**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Ingeniera de Proyectos.  
[svalor@k2ingenieria.es](mailto:svalor@k2ingenieria.es)
- **Jorge Cascales Fernández**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director Técnico.  
[jcascales@k2ingenieria.es](mailto:jcascales@k2ingenieria.es)
- **Luis Sopena Corvino**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Ingeniero Estructural Senior.  
[lsopenac@ggravityeng.com](mailto:lsopenac@ggravityeng.com)
- **Juan Jesús Álvarez Andrés**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Jefe de Puentes y Estructuras de obra civil.  
[jjalvarez@ggravityeng.com](mailto:jjalvarez@ggravityeng.com)
- **Conchita Lucas Serrano**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Jefe de Departamento.  
[clucass@ggravityeng.com](mailto:clucass@ggravityeng.com)

### PALABRAS CLAVE:

Arco, bow-string, acero, mixto, instrumentación, extensómetros, cuerda vibrante, clinómetros.

### RESUMEN

El paso de la Autovía A-38 sobre el Río Júcar se resuelve mediante un arco de tablero inferior tipo bow-string, de 90 m de luz. Longitudinalmente tiene una configuración continua de 5 vanos, dotando a la estructura de una longitud total de 216 m (27+36+90+36+27 m). El ancho libre entre arcos es de 29.00 m.

La singularidad de la estructura hace deseable la constatación durante su vida útil de su correcto funcionamiento, por lo que se plantea desde la fase de proyecto la instrumentación del puente. Se realiza un estudio para optimizar los sensores a disponer y la periodicidad de la toma de datos. También se analizan los resultados esperados y se establecen umbrales de alerta.

Los métodos y elementos instrumentados son los siguientes:

- Extensómetros de cuerda vibrante en péndolas, instalados previamente a la puesta en carga de las mismas, de manera que se controla su estado de carga incluso en cada fase del proceso constructivo posterior a su instalación, resultando una herramienta fundamental para las fases de ajuste de carga de péndolas.
- Sensores térmicos en vigas longitudinales y arcos.
- Clinómetros en claves de arco.
- Testigos de desplazamiento para la medida del desplazamiento longitudinal en tablero en las zonas de juntas de dilatación.

La periodicidad propuesta para la lectura e interpretación de datos es la siguiente:

- Durante los primeros 6 meses desde su instalación: Frecuencia quincenal.
- Se tomará lectura en cada fase de la prueba de carga.

- Hasta 6 meses posteriores a la puesta en servicio del viaducto: Frecuencia mensual.
- A partir de los 6 meses desde su puesta en servicio: En cada inspección básica e inspección principal, tomando lectura, al menos, cada 6 meses.



Figura 1. V-22 Durante la ejecución de la prueba de carga.



Figura 2. Sonda térmica en arranque arco.

## Sistema para la monitorización de movimientos en estructuras basado en técnicas de visión artificial

- **Miguel Ángel Vicente Cabrera**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Burgos. Prof. Titular.  
[mvicente@ubu.es](mailto:mvicente@ubu.es)
- **Thomas Schumacher**  
Ph.D. Civil Engineer. Portland State University, Portland, OR, USA. Associate Professor.  
[thomas.schumacher@pdx.edu](mailto:thomas.schumacher@pdx.edu)
- **Jesús Mínguez Algarra**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Burgos. Prof. Ayudante Doctor.  
[jminguez@ubu.es](mailto:jminguez@ubu.es)
- **Nicholas Brown**  
Civil Engineer. Portland State University, Portland, OR, USA. Master student.  
[nibrown@pdx.edu](mailto:nibrown@pdx.edu)
- **Dorys Carmen González Cabrera**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Burgos. Prof. Contratado Doctor Fijo.  
[dgonzalez@ubu.es](mailto:dgonzalez@ubu.es)

### PALABRAS CLAVE:

Monitorización de estructuras, visión artificial, láser.

### RESUMEN

La monitorización de movimientos horizontales en edificios y de deflexiones verticales en puentes es un reto tecnológico de primer nivel. Por otra parte, se trata de un dato de gran interés,

pues todos los procesos de envejecimiento estructural y degradación mecánica de las estructuras se reflejan en una modificación progresiva de este parámetro, tanto en su valor medio como en sus valores extremos, bajo cargas excepcionales.

El trabajo que aquí se expone muestra un nuevo sistema para la monitorización de movimientos que combina el uso de láser, diodos LED y cámaras de video, cuya imagen es procesada mediante técnicas de visión artificial.

El sistema, definido como LVBDT por sus siglas en inglés (*Laser and Video-Based Displacement Transducer*), está compuesto por dos partes, una parte fija y una parte móvil.

La parte fija está ubicada en la referencia fija y está compuesta por uno o dos láseres de punto. La parte móvil se ancla punto cuyo movimiento se desea conocer. En esta ubicación se dispone un panel de medida, que incorpora al menos 3 diodos LED y una cámara de video. Los láseres de la parte fija inciden sobre el panel y la videocámara graba tanto los puntos generados por los láseres como los puntos generados por los diodos LED. El movimiento del punto de control se mide a partir del movimiento relativo entre los diodos LED (que se mueven solidariamente con el punto de control) y los láseres (que actúan como referencia fija).

La novedad de esta solución estriba en que dentro del campo de visión de la videocámara se encuentran las referencias fijas (puntos láser) y la referencia móvil (luces LED), por lo que el movimiento de la videocámara no afecta a la medida. De este modo, la cámara se puede ubicar muy cerca del panel de medida y alcanzar altas precisiones con equipos relativamente baratos. Mediante un protocolo de análisis de la información es posible extraer las posiciones de los 5 puntos de control y, a partir de ahí, monitorizar el movimiento relativo de los puntos láser respecto de las luces LED.

Los trabajos preliminares llevados a cabo, tanto en laboratorio (figura 1) como en campo, muestran resultados muy satisfactorios.

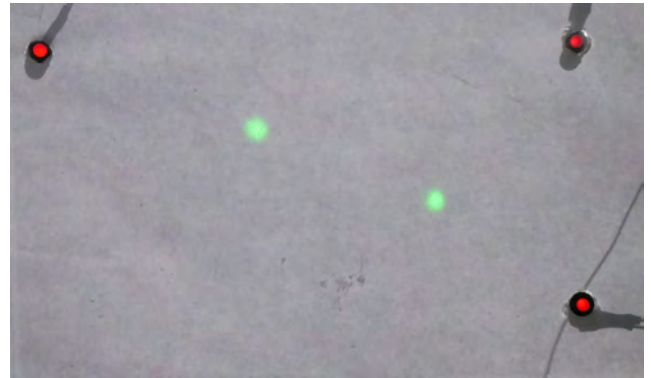


Figura 1. Imagen antes de la aplicación del filtro de color, en situación lumínica de día.

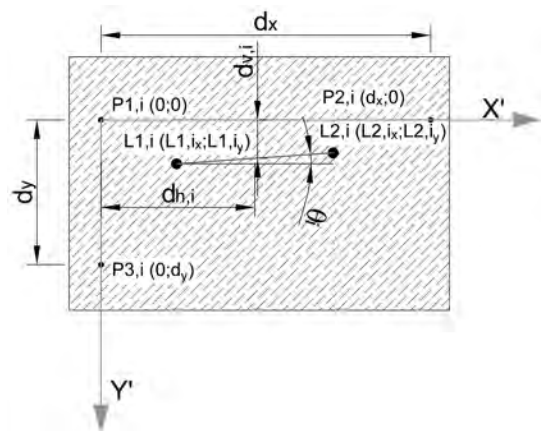


Figura 2. Coordenadas absolutas para la imagen i-ésima.

# Durabilidad

---

## Acciones imprevistas en cubiertas planas

- **Mariana Pabón Pérez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INTEMAC. Jefe del Departamento de Control de Proyecto.  
[mpabon@intemac.es](mailto:mpabon@intemac.es)
- **Miguel Ángel Acón Robleda**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INTEMAC. Departamento de Control de Proyectos.  
[maacon@intemac.es](mailto:maacon@intemac.es)
- **Ramón Álvarez Cabal**  
Dr. Ingeniero Industrial. INTEMAC. Directo del Área de Estructuras.  
[ralvarez@intemac.es](mailto:ralvarez@intemac.es)

### PALABRAS CLAVE:

Cubierta, drenaje, acumulación de agua, *ponding*.



Figura 1. Sistema estructural.



Figura 2. Sistema de drenaje sifónico.

### RESUMEN

La proliferación de cubiertas planas delimitadas por petos en todo su perímetro ha conducido en los últimos años a frecuentes incidentes, en ocasiones colapsos completos, ante episodios de lluvia de alguna intensidad.

Es muy común achacar estos incidentes al efecto de “*ponding*” (*encharcamiento*) en las *propias* cubiertas, pero en rea-

lidad el término engloba muchos efectos que no siempre se tienen en cuenta.

Estos efectos derivan, por otra parte, de planteamientos dispares. Exigen un estudio de naturaleza hidráulica encaminado a la evaluación de la capacidad de drenaje y de las exigencias de nivel de agua asociadas y, por otro lado, el análisis del comportamiento de la estructura. Cómo este último tiene carácter claramente no lineal y necesariamente acoplado con la sollicitación hidráulica, el estudio del fenómeno aparenta una complejidad extrema. No obstante, en la mayoría de los casos que hemos analizado, el problema se hubiera podido resolver a partir de unas premisas básicas que, con independencia de la cuantificación precisa del fenómeno, conducen al menos a criterios seguros.

---

## Actuaciones de emergencia en la estructura de conexión M-607 con M-40 en el nudo de Colmenar (Madrid)

- **Ignacio Rueda Sastre**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. LRA Infraestructures Consulting. Jefe de Departamento de Estructuras.  
[nachorueda@lraingenieria.es](mailto:nachorueda@lraingenieria.es)
- **Tomás Ripa Alonso**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. LRA Infraestructures Consulting. Socio Director.  
[tomasripa@lraingenieria.es](mailto:tomasripa@lraingenieria.es)



Figura 1. Patologías observadas en las inspecciones llevadas a cabo.

### PALABRAS CLAVE:

Árido-álcali, hormigón UAP (UHPC), impermeabilización, corrosión, refuerzo, pretensado, demolición.

### RESUMEN

La estructura fue objeto de una inspección especial llevada a cabo por personal de LRA, motivada por las deformaciones verticales tan acusadas que presentaba el puente y cuya magnitud llegaba a suponer un problema para la seguridad vial.

A raíz de estas inspecciones se observó una serie de patologías características de una degradación del hormigón por procesos expansivos, que los ensayos de laboratorio atribuyeron de forma indudable a una reacción árido-álcali. Las patologías más evidentes eran la fisuración longitudinal en la cara inferior

del tablero y la evolución de las deformaciones verticales a lo largo del tiempo, que se justificaron en una reducción de la rigidez debido a una disminución en torno al 50% del módulo de deformación longitudinal del hormigón.

Por este motivo se declaró una actuación de emergencia sobre la estructura, basada en el refuerzo y encapsulamiento de la sección del tablero mediante una capa delgada de Hormigón de Ultra Altas Prestaciones (UHPC). Esta solución busca, por un lado, el refuerzo estructural del puente gracias a las elevadas resistencias a compresión y tracción que aportan los hormigones UHPC y, por otro, detener el proceso de deterioro gracias a la extraordinaria compacidad de este hormigón, que, evitando la entrada de agua y aire, detiene la expansividad de la sal reactiva.

Tras el comienzo de los trabajos se detectaron una serie de patologías que no podían observarse antes de la retirada del firme. La gravedad estructural de los deterioros observados, unida a indicios de defectos en la construcción, implicaron una modificación del alcance de la actuación.

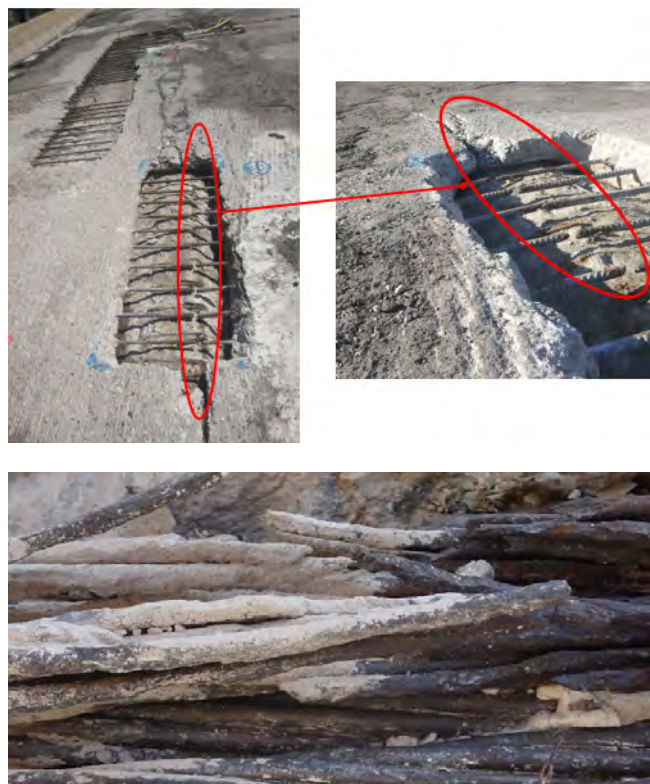


Figura 2. Patologías observadas tras el inicio de los trabajos (corrosión y rotura de armadura pasiva y cales de pretensado).

Finalmente, tras una valoración técnica y económica de diferentes alternativas, se optó por la demolición controlada del tablero actual y la construcción de un nuevo tablero, de tipología vigas cajón con planta curva, sobre las pilas de la estructura existente.

## Análisis bajo cargas de larga duración de miembros compuestos de hormigón con pretensado interior no adherente

- **Pablo Martín Páez Gus**  
M.Sc. Ingeniero. Doctorando. Facultad de Ingeniería, Udelar, Uruguay. Profesor Asistente.  
[ppaez@fing.edu.uy](mailto:ppaez@fing.edu.uy)
- **Berardi Sensale - Cozzano**  
Dr. Ingeniero. Facultad de Ingeniería, Udelar, Uruguay. Profesor Titular.  
[sensale@fing.edu.uy](mailto:sensale@fing.edu.uy)

### PALABRAS CLAVE:

Pretensado no adherente, miembros compuestos de hormigón pretensado, análisis de largo plazo, pérdida de pretensado.

### RESUMEN

Existen muchas situaciones en la vida práctica del ingeniero estructural donde es necesario estimar la pérdida de pretensado en vigas compuestas de hormigón pretensado, como por ejemplo en las vigas de puentes. La estimación exacta de la pérdida de pretensado en este tipo de miembros estructurales es muy difícil, incluso utilizando análisis complejos como puede ser el método paso-a-paso, no solo por la precisión en la estimación de los parámetros envueltos en el fenómeno sino también porque la acción compuesta comienza a desarrollarse gradualmente a lo largo del tiempo.

El análisis se vuelve aún más complejo si las vigas son elementos pretensados con pretensado interior no adherente. El pretensado interior no adherente está caracterizado por no existir compatibilidad de deformaciones entre el acero de pretensado y el hormigón, lo que significa que el acero de pretensado y el hormigón que lo rodea pueden moverse uno con respecto al otro.

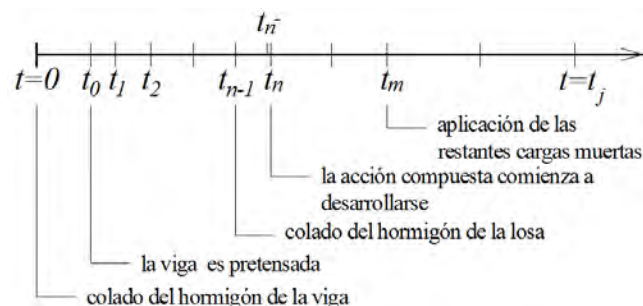


Figura 1. Escala temporal de un procedimiento general de construcción de un puente.

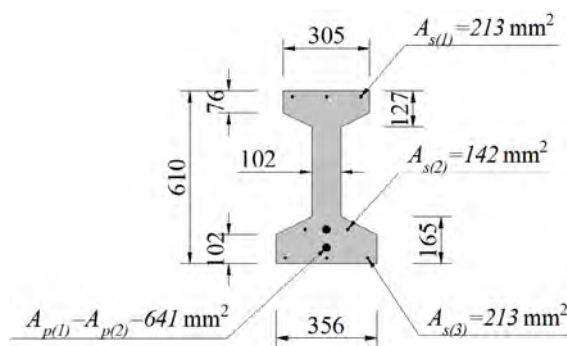


Figura 2. Sección de las vigas ensayadas por Breckenridge y Bugg [14].

Este trabajo se enfoca en el análisis en servicio bajo cargas de larga duración de miembros compuestos de hormigón pretensado con pretensado interior no adherente. Basados en el método de paso-a-paso en este trabajo se propone un algo-

ritmo computacional para el análisis de vigas compuestas de hormigón pretensado con tendones internos no adherentes sin utilizar elementos finitos. La originalidad de este trabajo se encuentra en la formulación propuesta. Esta formulación tiene en cuenta el estado no fisurado y fisurado el miembro, la fluencia y la retracción del hormigón, la relajación del acero de pretensado y la presencia de armadura pasiva. Además, el trazado de los tendones puede ser genérico.

La eficacia del algoritmo computacional propuesto es evaluada a partir de la comparación con estudios experimentales, obteniendo como principales conclusiones que el modelo computacional propuesto predice satisfactoriamente la pérdida de pretensado y las deformaciones del miembro a lo largo del tiempo.

## *Análisis de factores que afectan al ensayo de penetración de agua bajo presión empleado para la medida de las prestaciones de durabilidad de hormigones*

- **David Revuelta Crespo**  
Dr. Ingeniero Industrial. IETCC-CSIC. Científico Titular.  
[d.revuelta@ietcc.csic.es](mailto:d.revuelta@ietcc.csic.es)
- **Filipe Pedrosa Pereira**  
Ingeniero Civil.  
[filipe.pedrosa@ietcc.csic.es](mailto:filipe.pedrosa@ietcc.csic.es)
- **José Luis García Calvo**  
Dr. en Ciencias Medioambientales. IETCC-CSIC. Titulado Superior Especializado.  
[jolgac@ietcc.csic.es](mailto:jolgac@ietcc.csic.es)
- **Pedro Carballosa de Miguel**  
Dr. Ingeniero de Materiales. IETCC-CSIC. Titulado Superior.  
[carballosa@ietcc.csic.es](mailto:carballosa@ietcc.csic.es)
- **Joan Mas Amengual**  
Grado en Ingeniería de Minas. Universidad Politécnica de Madrid.  
[joan.mas.amengual@alumnos.upm.es](mailto:joan.mas.amengual@alumnos.upm.es)

### **PALABRAS CLAVE:**

Durabilidad, penetración de agua bajo presión, granito, caliza, sílice.

### **RESUMEN**

La instrucción de hormigón estructural EHE-08 recoge, entre otras acciones para asegurar la durabilidad de las estructuras de hormigón, la realización de ensayos de penetración de agua bajo presión en hormigones sometidos a ciertos tipos de ambientes. Este trabajo pretende evaluar la influencia de tres factores, la naturaleza del árido, la relación agua/cemento y el tratamiento previo (curado en balsa o secado en estufa conforme al procedimiento de la EHE-08), en los resultados obtenidos sobre hormigones fabricados con áridos de distinta naturaleza habituales en amplias de la Península Ibérica, en la medida de la penetración de agua bajo presión.

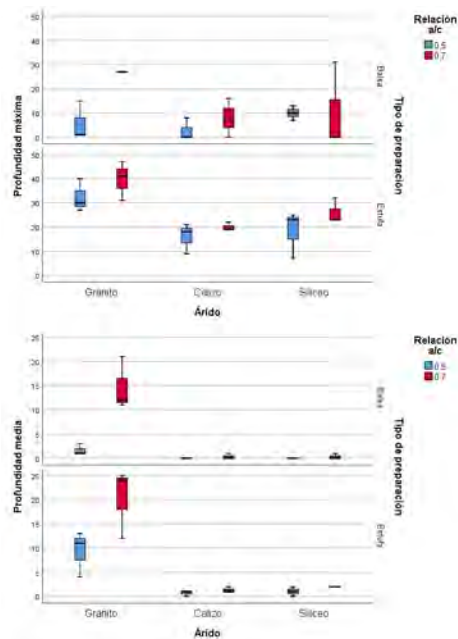


Figura 1. Diagramas de caja y bigotes de los resultados de profundidad máxima (arriba) y media (abajo) de penetración de agua (IBM® SPSS® Statistics v.25).

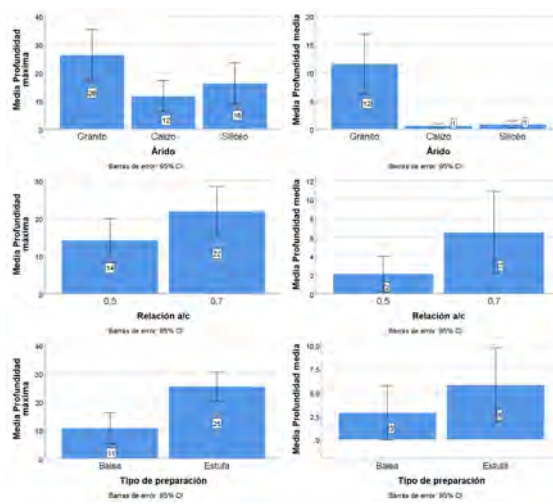


Figura 2. Diagramas de barra de los resultados de profundidad máxima y media de penetración de agua para cada factor, independientemente del resto: tipo de árido (arriba), relación agua/cemento (medio) y preparación previa (abajo) (IBM® SPSS® Statistics v.25).

## *Comportamiento al fuego de mortero con adición de polvo calizo*

- **Carmen Andrade Perdrix**  
Dr. Química Industrial. CIMNE. Profesor de Investigación Visitante.  
[candrade@cimne.upc.edu](mailto:candrade@cimne.upc.edu)
- **Ana María Martínez Serrano**  
Licenciada en Biología. IETcc. Contratada.  
[ana.martinez@ietcc.csic.es](mailto:ana.martinez@ietcc.csic.es)
- **Jose Antonio Tenorio Ríos**  
Dr. Ingeniero de Caminos. IETcc. Científico Titular.  
[tenorio@ietcc.csic.es](mailto:tenorio@ietcc.csic.es)
- **Pablo Anaya Gil**  
Arquitecto. UPM.  
[pablanayagil@gmail.com](mailto:pablanayagil@gmail.com)



## PALABRAS CLAVE:

durabilidad, mantenimiento estructuras, fuego, caliza,

## RESUMEN

La caliza se descompone en dióxido de carbono y óxido de calcio cuando es calentada por encima de 700°C como es bien sabido en la ancestral preparación de cal viva. Esta cal viva debe ser preservada del contacto de la atmósfera para que no revierta en carbonato cálcico y al añadirse agua se obtiene la cal apagada. Es sabido que la hidratación de la cal viva es exotérmica y procede con aumento de volumen. Cuando la caliza es añadida al cemento como adición o al hormigón como arena o árido grueso, como es el caso de hormigones autocompactantes, esta caliza se descompondrá en un entorno de temperatura variable alrededor de 600-700°, si el hormigón que la contiene se ve sometido a un fuego. El presente trabajo es continuación de otro anterior en el que se estudió el comportamiento de hormigones autocompactables sometidos a la curva ISO hasta 1000°C simuladora de un fuego. En ese trabajo se observó que, si algunas probetas se desmoronaban durante el ensayo y que otras lo hacían a las horas o días de haberlas extraído del horno. En el presente trabajo se han estudiado mortero normalizado fabricado solo con arena silícea normalizada y el mismo mortero en el que se han sustituido diversas proporciones de la arena silícea por carbonato cálcico.

Las probetas se sometieron a la curva ISO de incremento de temperatura hasta 1000°C durante 24 h y en la figura se muestran algunas de las probetas al cabo de unos días de su retirada del horno. Puede comprobarse el desmoronamiento y desagregación sufridos por las que tenían adición caliza, que son incrementales desde que se extraen del horno. Esta expansión es atribuida a la paulatina hidratación del óxido de calcio producido durante el calentamiento. La proporción de caliza por volumen de material puede ser un parámetro muy importante en la cuantía de este fenómeno que haría los hormigones con proporción de caliza relativamente elevada, poco tolerantes al fuego.



Figura 1. Probeta de Referencia (arena silicea 5 días después del ensayo).



Figura 2. Probeta con sustitución de 25% de la arena silicea 5 días después del ensayo.

## Comportamiento frágil de las armaduras corroídas

- **Javier Sánchez Montero**  
Dr. Ingeniero Químico. IETcc-CSIC. Científico Titular.  
[javier.sanchez@csic.es](mailto:javier.sanchez@csic.es)
- **Nuria Rebolledo Ramos**  
Ingeniera Química. IETcc-CSIC. Investigadora.  
[nuriare@ietcc.csic.es](mailto:nuriare@ietcc.csic.es)
- **Julio E. Torres Martín**  
Ingeniero de Materiales. IETcc-CSIC. Investigador.  
[juliotorres@ietcc.csic.es](mailto:juliotorres@ietcc.csic.es)

## PALABRAS CLAVE:

Armadura, corrosión, fragilización por hidrógeno, corrosión bajo tensión.

## RESUMEN

La corrosión de las armaduras es una de las principales razones de la reducción de la durabilidad de las estructuras de hormigón armado. La corrosión da lugar a la generación de diferentes defectos con geometrías diferentes. El presente estudio se centra en evaluar el comportamiento mecánico de armaduras con diferentes tipos de defectos, desde corrosión generalizada, por picaduras hasta corrosión bajo tensión y fragilización por hidrógeno. Los resultados obtenidos muestran que la resistencia de los aceros no depende únicamente de la pérdida de material, sino que es muy importante evaluar la geometría de los defectos.

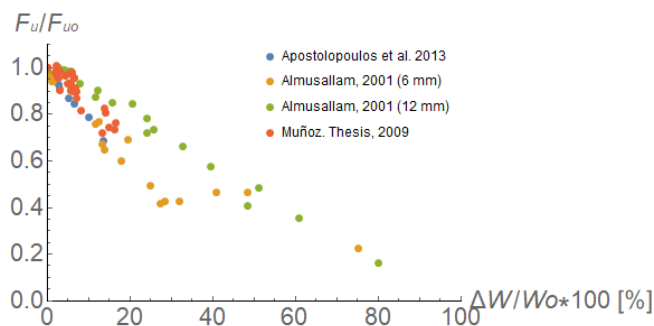


Figura 1. Datos experimentales extraídos de diversos autores [13-15].

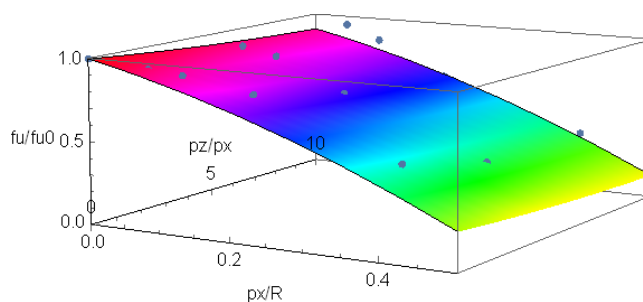


Figura 2. Corrosión localizada. Variación de la carga máxima en función de la geometría de la corrosión y el radio de la armadura.

## Depósito de cloruros en el hormigón en las atmosferas de la isla de Tenerife-España

- **Concepción Blanco Peñalver**  
Licenciada en Ciencias Químicas. Consejería de Obras Públicas y Transportes. Gobierno de Canarias.  
[cblapen@gobiernodecanarias.org](mailto:cblapen@gobiernodecanarias.org)
- **Carmen Andrade Perdrix**  
Dr. Química Industrial. International Centre for Numerical Methods in Engineering (CIMNE), Technical University of Catalonia (UPC). Profesor de Investigación Visitante.  
[candrade@cimne.upc.edu](mailto:candrade@cimne.upc.edu)
- **V. Mena**  
Universidad de La Laguna. Departamento de Química y Departamento de Ingeniería de Procesos.
- **Ricardo Souto**  
Universidad de La Laguna. Departamento de Química.
- **J.J. Santana**  
Universidad de Las Palmas de Gran Canaria. Departamento de Ingeniería de Procesos.
- **N. Rodríguez**  
Universidad de La Laguna. Departamento de Química.

### PALABRAS CLAVE:

Durabilidad y mantenimiento de estructuras, hormigón, cloruros, aerosol marino.

### RESUMEN

El efecto del viento sobre la superficie del mar y su oleaje cerca de la costa provoca la formación de un aerosol con un contenido de cloruros y sales que depende de su velocidad. Este aerosol es transportado por el viento hacia el interior de tierra hasta que termina depositándose, y en el caso concreto de las estructuras de hormigón penetra por la red de poros pudiendo provocar la corrosión de la armadura. El alcance hacia el interior de este aerosol ha sido estudiado por numerosos investigadores y existen modelos al igual que se ha estudiado su acumulación en probetas de hormigón situadas al menos en dos atmosferas de Brasil. No existen en cambio estudios similares en España. En el presente trabajo se comunican los contenidos de cloruros que se han recogido con el método de la vela húmeda en cinco estaciones colocadas en diversos emplazamientos de la Isla de Tenerife en España. En la figura 1 y 2 se muestran una estación de ensayo y el dispositivo de la vela húmeda.

Los resultados encontrados confirman el descenso exponencial de la deposición de cloruros con la distancia a la costa y con la velocidad del viento.



Figs. 1 y 2. probetas cilíndricas en estación de ensayo. Dispositivo de vela húmeda para la captación de cloruros del aerosol marino

Solo en una de las estaciones los cloruros depositados han tenido relevancia desde la perspectiva de la durabilidad de la armadura, ya que en las demás la cantidad depositada ha sido muy pequeña. La relación entre la distancia y el depósito de cloruros ha sido de tipo exponencial al igual que la relación con la velocidad del viento. En el trabajo se comparan estos resultados con los propuestos por Meira, no encontrándose una completa concordancia, posiblemente debido al irregular régimen del viento en el presente caso y a que la velocidad en la isla de Tenerife es mayor que la registrada por Meira que fue de alrededor de 3 m/s. Es precisamente para velocidades mayores de 3 m/s cuando existen divergencias en la literatura debido al mayor arrastre del aerosol por las mayores velocidades. Las cantidades que penetran en el hormigón, son función de su calidad como era esperable. En el presente trabajo se dan los datos encontrados con los hormigones ensayados.

## Diseño y mantenimiento óptimo robusto y basado en fiabilidad de puentes de alta eficiencia social y medioambiental bajo presupuestos restrictivos

- **Víctor Yepes Piqueras**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ICITECH. Universitat Politècnica de València. Catedrático.  
[vyepesp@cst.upv.es](mailto:vyepesp@cst.upv.es)
- **José V. Martí Albiñana**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ICITECH. Universitat Politècnica de València. Profesor Titular.  
[jvmartia@cst.upv.es](mailto:jvmartia@cst.upv.es)
- **Eugenio Pellicer Armiñana**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València. Catedrático.  
[pellicer@upv.es](mailto:pellicer@upv.es)
- **Moacir Kripka**  
Doctor Ingeniero Civil. Universidade de Passo Fundo, Brasil. Catedrático.  
[mkipka@upf.br](mailto:mkipka@upf.br)

### PALABRAS CLAVE:

Durabilidad y mantenimiento de estructuras, puentes, diseño robusto, optimización, decisión multicriterio, ciclo de vida, eficiencia social, eficiencia medioambiental, presupuestos restrictivos.

### RESUMEN

Las vías de comunicación terrestre, y en especial los puentes, son infraestructuras básicas en el desarrollo económico, en el equilibrio territorial y en el bienestar social, cuya construcción, diseño, conservación y desmantelamiento se ven afectados significativamente cuando los presupuestos son restrictivos. Su deterioro y su incidencia en la seguridad son objeto de gran alarma social. Si además el mantenimiento es ineficiente, la reparación conlleva costes mayores. El presente artículo tiene como objetivo exponer los resultados alcanzados dentro del proyecto de investigación DIMALIFE. Este proyecto desarrolla una metodología que incorpora la variabilidad en los procesos de toma de decisiones en el ciclo completo de vida de puentes e infraestructuras viarias,

incluyendo la licitación de proyectos de obra nueva y de mantenimiento de activos existentes, de forma que se contemplen las necesidades e intereses sociales y ambientales. El empleo de técnicas de análisis del valor y toma de decisiones ha supuesto un gran avance en la definición de un indicador de sostenibilidad. Sin embargo, en el mundo real, las infraestructuras presentan una variabilidad inherente a los parámetros, variables y restricciones del problema. Este aspecto resulta crítico si se dan por buenas soluciones optimizadas, que pueden encontrarse al borde de la infactibilidad en cuanto se altera mínimamente alguno de los valores que definen el problema. Se precisa introducir en el análisis la optimización multiobjetivo basada en fiabilidad y conseguir diseños óptimos robustos, tanto de infraestructuras nuevas como del mantenimiento de las existentes, considerando el ciclo de vida hasta su desmantelamiento. Para que este procedimiento sea abordable en tiempos de cálculo razonable se precisa el uso de metamodelos (redes neuronales, modelos Kriging, superficie de respuesta, etc.) dentro de las técnicas de optimización. Por otra parte, la limitación presupuestaria presente en momentos de crisis compromete seriamente las políticas de creación y conservación de las infraestructuras.

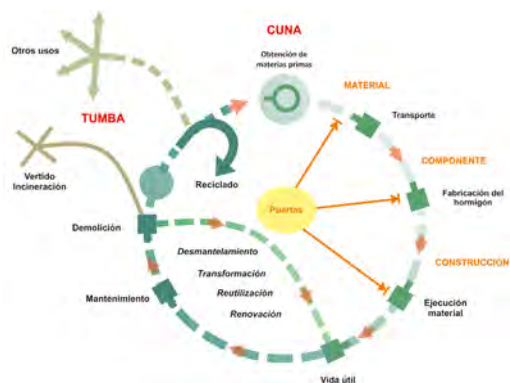


Figura 1. Ciclo de vida de una infraestructura. Elaboración propia basado en Sánchez-Garrido y Yepes [6].



Figura 2. Esquema metodológico diseñado para la realización del proyecto DIMALIFE.

## Distribución estadística de la corrosión de la armadura por carbonatación en un edificio industrial de 85 años de vida

- **J. Antuña Bernardo**  
Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid. UPM. Prof. Dr. Departamento de Estructuras y Física de Edificación. Orcid (<http://orcid.org/0000-0003-2483-5646>)
- **C. Andrade Perdrix**  
CIMMNE. Barcelona. Prof. Dr. Orcid (<https://orcid.org/0000-0003-2374-0928>)

## PALABRAS CLAVE:

Hormigón armado, corrosión, resistencia.

## RESUMEN

Se presentan los primeros resultados obtenidos en la inspección de un edificio de hormigón armado realizado en 1935 en el que se ha investigado el estado de la armadura en amplias zonas de la superficie del forjado. Se han identificado los tramos de losa con indicios de corrosión en diferentes grados. En el transcurso de las obras de reparación se ha podido inspeccionar el estado real de las armaduras en un 30% de la superficie total, que era la superficie con indicios de corrosión. De esa inspección se han definido tres grados de deterioro de la armadura. Los tres grados eran armadura sin óxido, armadura con manchas de óxido o con corrosión con una leve pérdida de sección y corrosión con amplia pérdida de sección. Se ha podido establecer el alcance de cada uno de los tipos de daño descrito.

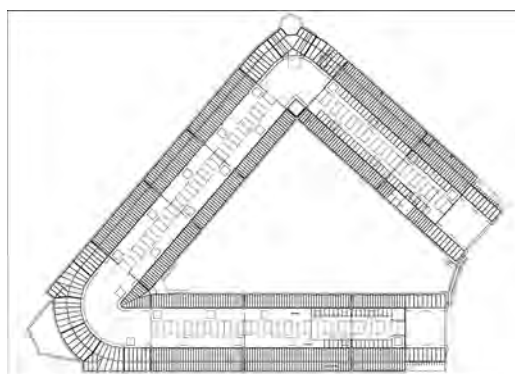


Figura 1. Planta del mercado. Se pueden ver los 10 bloques en que está dividido el edificio. (Dibujo de los autores).

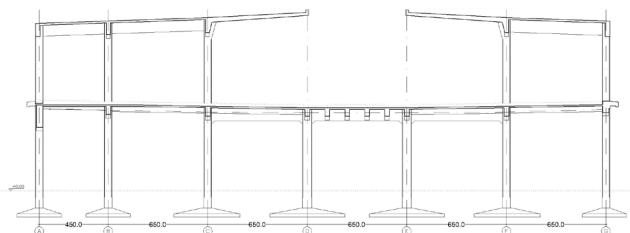


Figura 2. Sección transversal de las naves. (Dibujo de los autores).

## Durabilidad del hormigón por ataque ácido en estaciones depuradoras de aguas residuales. Casos prácticos de diagnóstico

- **Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma**  
Dr. Ing. de Caminos Canales y Puertos. INTEMAC. Jefe del Departamento de Patología.
- **Pedro López Sánchez**  
Dr. en Ciencias Químicas. INTEMAC. Director del Laboratorio Central.

## PALABRAS CLAVE:

Estación depuradora, ataque ácido, reparación, ensayos, durabilidad, hormigón

## RESUMEN

En este artículo se presentan las consideraciones técnicas obtenidas en estudios experimentales para el diagnóstico de los daños detectados en los paramentos de hormigón de diversas estaciones depuradoras de aguas residuales. Los resultados evidencian que generalmente el severo deterioro superficial observado en los paramentos emergidos es debido a la degradación producida por un ataque ácido generado por los procesos de digestión bacteriana del tratamiento biológico de las aguas residuales. También se evalúan los ensayos idóneos para el diagnóstico y la validez de las especificaciones aplicables para el diseño de la durabilidad frente al ataque ácido.



Figura 1. Ataque ácido en bóveda de digestor.

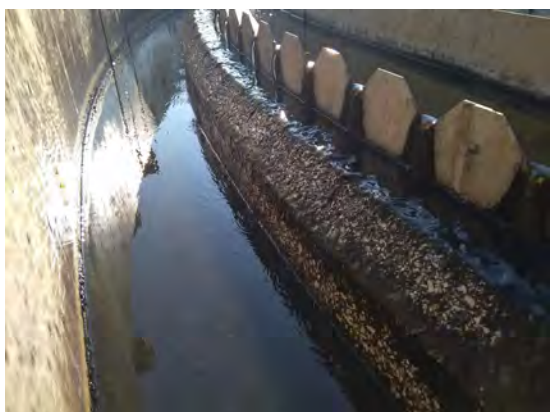


Figura 2. Degradación superficial por agua agresiva.

## Durabilidad del hormigón reciclado autocompactante para la fabricación de vía en placa

- **Jose Adolfo Sainz-Aja Guerra**  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. LADICIM Universidad de Cantabria. Investigador.  
[sainzajaj@unican.es](mailto:sainzajaj@unican.es)
- **Isidro A. Carrascal Vaquero**  
Dr. Ingeniero Industrial. LADICIM Universidad de Cantabria. Profesor Universidad.  
[carrasci@unican.es](mailto:carrasci@unican.es)
- **Juan A. Polanco Madrazo**  
Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Catedrático.  
[polancoa@unican.es](mailto:polancoa@unican.es)

- **Carlos Thomas**  
Dr. en Ciencias Físicas. LADICIM Universidad de Cantabria. Profesor.  
[thomasc@unican.es](mailto:thomasc@unican.es)
- **Israel Sosa**  
Doctor Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. LADICIM Universidad de Cantabria. Investigador.  
[sosai@unican.es](mailto:sosai@unican.es)

## PALABRAS CLAVE:

Hormigón reciclado, durabilidad, vía en placa, humedad, sequedad, hielo, deshielo, autocompactante.

## RESUMEN

En la actualidad la vía en placa se plantea como una alternativa a la vía balastada. En este trabajo se propone que, una vez que la vía balastada haya terminado su vida útil, se recoja el balasto y las traviesas fuera de uso, se trituren y se utilicen como árido para la fabricación de vía en placa. Para validar esta idea, se fabricaron 3 tipos de hormigón reciclado; uno con árido exclusivamente proveniente de balasto triturado, otro con exclusivamente árido proveniente de traviesas trituradas y, por último, otro con ambos tipos de árido en las proporciones en las que se pueden encontrar dichos residuos en vía. Sobre estos 3 tipos de hormigones se realizaron ensayos tanto en estado fresco como endurecido. Los ensayos en estado endurecido se dividieron a su vez en ensayos mecánicos y de durabilidad. Los ensayos de durabilidad del hormigón comenzaron por determinar la permeabilidad de los mismos tanto frente a gases como frente a agua. Una vez determinada la permeabilidad de los 3 hormigones se analizó la respuesta de estos hormigones frente a ciclos agresivos para el hormigón como pueden ser los ciclos de humedad-sequedad o de hielo-deshielo. Para finalizar, se analizaron otros dos aspectos que tienen una gran influencia en la durabilidad del hormigón como son la resistencia al desgaste y la retracción. Tras el análisis de todos estos resultados se concluye que es posible valorizar los residuos retirados de las vías fuera de uso como áridos para la fabricación de vía en placa, cerrando de esta manera el ciclo de vida de los materiales.

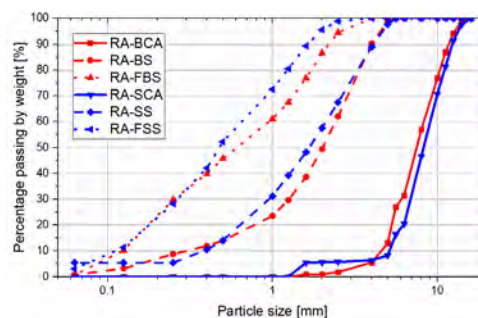


Figura 1. Curvas granulométricas de los áridos.

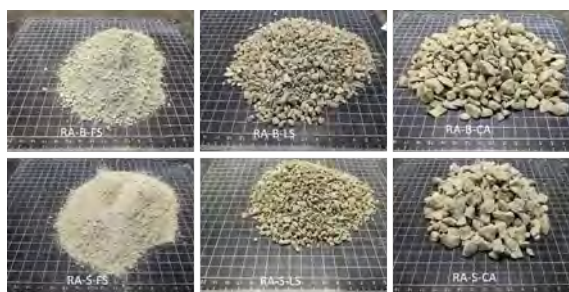


Figura 2. Áridos reciclados provenientes de la trituración de balasto (B) y de traviesa (S).

---

## *Estructuras con protección catódica. Correlación de datos entre el sistema y los electrodos de referencia*

- **José Antonio Becerra Mosquera**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Neto Structure & Heavy Lift Design. Gerente.  
[jabecerram@netoingenieria.com](mailto:jabecerram@netoingenieria.com)
- **Manuel Francisco Herrador Barrios**  
PhD, MSc Civil Engineering. Universidade da Coruña. Profesor titular.  
[manuel.herrador@udc.es](mailto:manuel.herrador@udc.es)
- **José Manuel Millán Pérez**  
Licenciado en química. Galaicontrol. Director técnico  
[jmillan@galaicontrol.com](mailto:jmillan@galaicontrol.com)
- **Diego Carro López**  
PhD, MSc Civil Engineering. Universidade da Coruña. Profesor asociado.  
[diego.carro@udc.es](mailto:diego.carro@udc.es)
- **José Enrique Pardo Landrove**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Xunta de Galicia. Jefe del servicio de conservación y explotación.  
[jose.enrique.pardo.landrove@xunta.gal](mailto:jose.enrique.pardo.landrove@xunta.gal)

### **PALABRAS CLAVE:**

Protección catódica, ánodos de sacrificio, electrodos de referencia, tratamiento estadístico, evaluación de resultados, ataque por cloruros.



Figura 1. Ejemplo de ánodo de sacrificio.

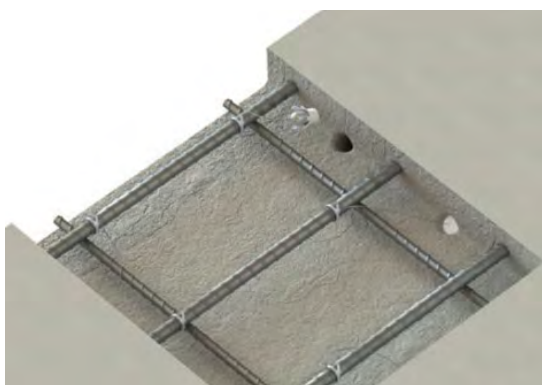


Figura 2. Demolición del tablero dañado.

### **RESUMEN**

La protección catódica supone una de las estrategias más potentes para el freno de la corrosión de las armaduras en estructuras de hormigón armado, siendo su uso fundamental en

aquellas estructuras con una fuerte presencia cloruros como agentes agresivos.

La experiencia de diversas reparaciones ejecutadas y monitorizadas en los últimos años, nos ha permitido observar el comportamiento de los diversos sistemas a lo largo del tiempo, quedando en el aire la siguiente incertidumbre: ¿Qué ocurre en aquellos elementos donde no tenemos electrodos de referencia instalados ni acceso para colocar uno de laboratorio y medir?

En el caso del puente de acceso a la isla de Arousa contamos con diez años de mediciones desde su reparación en 39 elementos diferentes, todos en un ambiente y condiciones similares. Tenemos tanto mediciones en pilas donde se han dejado electrodos de referencia como en aquellas en las que no existen. Atendiendo a los resultados obtenidos de las mediciones en los diversos puntos y con los sistemas que tenemos, se ha realizado un tratamiento estadístico de los datos para correlacionar las mediciones del sistema con las mediciones marcadas en la normativa, consiguiendo llegar así a unas pautas de correlación que nos permita valorar el funcionamiento del sistema cuando no disponemos de los elementos que marca la normativa.

---

## *Estudio de la trascendencia de los asientos ocurridos en un complejo de edificios como consecuencia de la construcción de un túnel próximo*

- **Ismael Carpintero García**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. CEDEX. Jefe de Área.  
[ismael.carpintero@cedex.es](mailto:ismael.carpintero@cedex.es)
- **Jorge Rueda Puerta**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. CEDEX. Coordinador Técnico científico.  
[Jorge.Rueda@cedex.es](mailto:Jorge.Rueda@cedex.es)

### **PALABRAS CLAVE:**

Asientos, obras próximas, estructura metálica.

### **RESUMEN**

A raíz de la construcción de un túnel para una nueva línea del Metro de Madrid en el municipio de San Fernando de Henares se produjeron movimientos en el terreno no previstos, que desencadenaron asientos de la cimentación de algunos inmuebles en la zona. Entre las construcciones afectadas se encontraron las que formaban un complejo de edificios públicos construidos con estructura metálica a principios de los años 60 del siglo pasado.

Los fuertes asientos localizados que se produjeron, indujeron importantes distorsiones en dichas estructuras. Para evaluar la trascendencia estructural de estas distorsiones, en paralelo a las actuaciones de consolidación del terreno, se llevó a cabo un estudio que analizó la configuración estructural de los edificios y el tipo de material metálico empleado.

Los resultados del mismo mostraron la relevancia del diseño estructural de los edificios y de los materiales utilizados (propios ambos de la época de construcción de los inmuebles) en la trascendencia de los asientos ocurridos. Además se pusieron

de manifiesto algunos aspectos no relacionados con los asientos pero que condicionaron la valoración final sobre las condiciones de seguridad, durabilidad y funcionalidad de los edificios.



Figura 1. Traza aproximada del túnel.

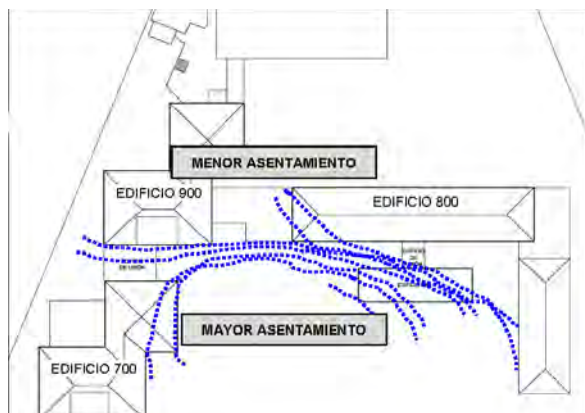


Figura 2. Croquis de isólinas aproximadas de los máximos asentamientos registrados.



Figura 1. Vista general de la nave.

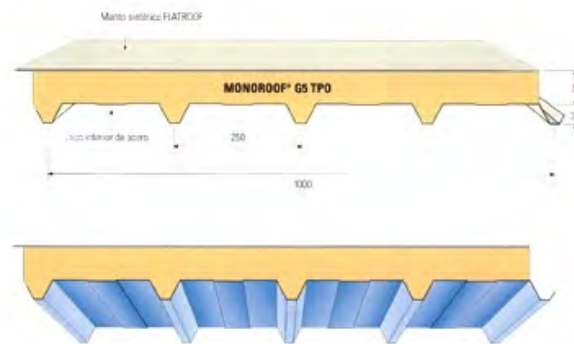


Figura 2. Formación de cubierta.

## Estudio de un colapso local en una cubierta de una nave industrial

- **Ismael Carpintero García**  
Civil Engineer. Central Laboratory for Structures and Materials. CEDEX. Head Area of Structural Studies and Evaluation.
- **Iván Costa Céspedes**  
Civil Technical Engineer. Spanish Civil Works Department. General Directorate of Economic Programming and Budgets.

### PALABRAS CLAVE

Colapso, cubierta plana, correa, drenaje, bajas resistentes.

### RESUMEN

Se presenta un caso de estudio de un colapso de unas correas prefabricadas de hormigón pretensado, aligeradas con un alveolo longitudinal, sin armadura transversal. El colapso se produjo a raíz de unas intensas lluvias que produjeron una acumulación de agua en la cubierta. Se estudiaron las numerosas desviaciones existentes entre la obra ejecutada y la definición del proyecto, analizando la influencia de cada una de ellas en el colapso final.

## Estudio del fallo de un falso túnel. Análisis de los condicionantes de seguridad, fisuración y durabilidad que determinan su aptitud de servicio

- **Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INTEMAC. Jefe del Departamento de Patología.  
[ediazpavon@intemac.es](mailto:ediazpavon@intemac.es)
- **Ramón Álvarez Cabal**  
Dr. Ingeniero Industrial. INTEMAC. Jefe del Área de Estructuras.  
[ralvarez@intemac.es](mailto:ralvarez@intemac.es)
- **Alberto Blanco Zorroza**  
Geólogo. Máster en Ingeniería Geológica. UCM INTEMAC. Director del Área de Geotecnia.  
[ablanco@intemac.es](mailto:ablanco@intemac.es)
- **Jose A. Corbacho Vicioso**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INTEMAC.  
[jacobacho@intemac.es](mailto:jacobacho@intemac.es)

### PALABRAS CLAVE:

Robustez, estados límite, falso túnel, interacción suelo-estructura.

### RESUMEN

La detección de importantes distorsiones en la sección de un falso túnel, acompañada de desconchones del hormigón por su intradós e importantes fisuras por su trasdós (figura 1) en algunas secciones, obligó al corte del tráfico de la carretera que discurre por su interior.

El estudio de las causas que motivaron dichas anomalías puso de manifiesto una muy deficiente calidad del terreno del trasdós y la ausencia de un drenaje eficaz, que ante las infiltraciones de agua habían ocasionado la pérdida progresiva del material de relleno.

Más allá de las citadas causas, el análisis de la interacción suelo-estructura (figura 2) ejemplifica la robustez de este tipo de construcciones, siempre y cuando las secciones tengan la ductilidad necesaria. Pone de manifiesto además cómo su aptitud de uso viene condicionada no tanto por la propia estabilidad de la bóveda -que en el límite podría admitir incluso infinitas rótulas, si el axil puede ser resistido por la armadura- como por la seguridad de los usuarios -desprendimiento de desconchones- y sus condiciones de durabilidad -oxidación de las armaduras del trasdós por la fisuración existente-.

Todo ello exige la reconsideración no sólo de los criterios de fallo (en concreto la oportunidad de aplicar a estas estructuras los habitualmente empleados en otras construcciones) sino también de los términos del Proyecto (en lo que, por ejemplo, implica la ductilidad de las secciones en estos casos) e incluso del alcance del propio Proyecto, que debe considerar como estructura no sólo el revestimiento del túnel sino también el propio relleno y el terreno circundante, cuya colaboración no es siempre aprovechada.

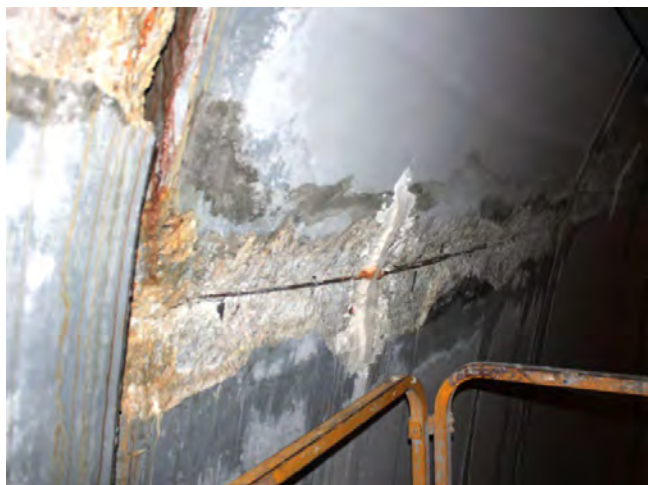


Figura 1. Desconchones en el intradós de la bóveda, y fisuras de gran abertura en el trasdós.

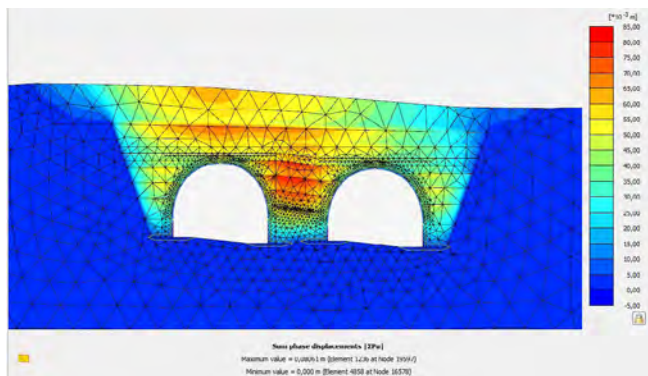


Figura 2. Modelización de la interacción suelo-estructura mediante PLAXIS. Mapa de desplazamientos acumulados en el terreno desde el inicio hasta la finalización de la disposición de rellenos.

## Evolución, problemática y estrategia de reparación de los túneles de la Calle 30 (M-30, Madrid)

- **Noemí Corral Moraleda**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. LRA INFRASTRUCTURES CONSULTING. Ingeniera de Estructuras.  
[noemicorral@lraingenieria.es](mailto:noemicorral@lraingenieria.es)
- **Tomás Ripa Alonso**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. LRA INFRASTRUCTURES CONSULTING. Socio Director  
[tomasripa@lraingenieria.es](mailto:tomasripa@lraingenieria.es)

### PALABRAS CLAVE:

Túneles, calle 30, rehabilitación, patología, problemática, filtraciones.



Figura 1. Vista ramal 18RU de los túneles de Calle 30.



Figura 2. Deterioro acentuado en pantalla de pilotes de salida de emergencia de los túneles de la Calle 30.

### RESUMEN

El 8 de mayo de 2007, con la apertura del túnel sur del by-pass, se inauguraron las obras de soterramiento de la M-30, cuyo inicio había tenido lugar en septiembre de 2004. Se producía así, una de las reformas más importantes de la circunvalación desde el inicio de su construcción. Esta transformación supuso el soterramiento del arco suroeste de la circunvalación (desde la A-5 hasta Nudo Sur) y la creación del by-pass sur (desde el Paseo de Santa María de la Cabeza hasta la A-3). Más tarde, en 2011, se darían por concluidas las obras de Madrid Río.

Los casi 40 km de túneles que conforman el soterramiento de la M-30, así como las galerías auxiliares, han experimentado desde su construcción, una problemática relacionada fundamentalmente con las filtraciones. En este sentido, la proximidad del río, el cruce de infraestructuras, la presencia de Madrid Río o las tipologías constructivas son aspectos clave para entender estas patologías.

En este contexto, LRA está realizando una labor rigurosa de análisis y evaluación del estado actual de la infraestructura para, a partir de las conclusiones obtenidas del estudio, esgrimir las estrategias de reparación más eficaces. Asimismo, se están llevando a cabo pruebas in situ de materiales de impermeabilización e inyección orientadas a observar el comportamiento de dichos materiales y su idoneidad en la reparación.

La presente ponencia pretende, por tanto, desarrollar y profundizar en la labor que LRA está llevando a cabo en el marco de la rehabilitación de los túneles de la M-30, así como exponer las conclusiones obtenidas y las soluciones más eficaces para asegurar el buen comportamiento de este tipo de infraestructuras, cuya funcionalidad ha sido clave para la movilidad de los ciudadanos pero, también, para sustentar las nuevas concepciones en cuanto a movilidad que tienden a una transformación de la ciudad.

## Grandes operaciones de mantenimiento en puentes móviles. Aplicación al caso de sustitución de cojinetes en puente de las Delicias (Sevilla)

- **Alejandro Castillo Linares**  
Ingeniero de Caminos, C. y P. ACL Diseño y Cálculo de Estructuras S.L. Director Gerente.  
[acastillo@acl-estructuras.com](mailto:acastillo@acl-estructuras.com)
- **Raúl Díaz Álvarez**  
Ingeniero de Caminos, C. y P. IMESAPI S.A. Coordinador de zona en Andalucía Occidental.  
[rdiaz@imesapi.com](mailto:rdiaz@imesapi.com)
- **David Trujillo Montes**  
Ingeniero de Caminos, C. y P. ACL Diseño y Cálculo de Estructuras S.L. Director de proyectos.  
[dtrujillo@acl-estructuras.com](mailto:dtrujillo@acl-estructuras.com)
- **Rodrigo García Orera**  
Ingeniero de Caminos, C. y P. Autoridad Portuaria de Sevilla. Jefe del Departamento de Infraestructura.  
[rgarcia@apsevilla.com](mailto:rgarcia@apsevilla.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente, móvil, mantenimiento, durabilidad, estructuras, auxiliares

### RESUMEN

Los puentes móviles, dada su particularidad, necesitan de una serie de elementos específicos (cilindros hidráulicos, cojinetes, sistemas de enclavamiento, etc) que les permiten bascular los tableros alrededor de su eje. El desgaste al que se ven sometidos estos elementos hace necesario su mantenimiento y eventual sustitución para asegurar el correcto funcionamiento de la estructura.

Asociados a este tipo de trabajos de mantenimiento se generan diversas complicaciones debido a los reducidos espacios que existen en las pilas de apoyo de los tableros móviles, donde a menudo no se ha previsto este tipo de operaciones, así como a la necesidad de reducir el tiempo de interrupción del servicio del puente a su mínima expresión.

Para solventar esta problemática existente en los puentes móviles se emplean grandes operaciones de mantenimiento donde la falta de espacios en las pilas hace necesario el diseño de estructuras auxiliares singulares cuyo cálculo debe abordarse de forma minuciosa ya que, en algunos casos, de su buen funcionamiento depende la integridad estructural del puente.

Este tipo de operaciones de mantenimiento se están acometiendo en Andalucía. En 2017 se llevó a cabo la sustitución de los cilindros del puente José León de Carranza (Cádiz) mientras que en 2018 se llevó a cabo la sustitución de varios elementos del accionamiento del puente de las Delicias (Sevilla).

El presente documento analizará la problemática asociada a las grandes operaciones de mantenimiento en puentes móviles, haciendo hincapié en las singularidades que aparecen en el diseño de las estructuras auxiliares necesarias para llevar a cabo estos trabajos.

Como aplicación práctica se expondrá el caso del puente de las Delicias, donde fue preciso el diseño de una estructura auxiliar para la sustitución de sus cojinetes mediante el izado de cada uno de sus tableros con un peso de 460 Toneladas.

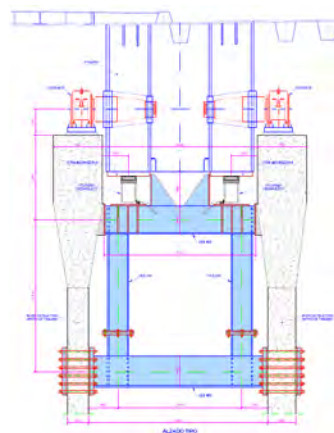


Figura 1. Alzado de estructura auxiliar para el izado del tablero en Puente de las Delicias.

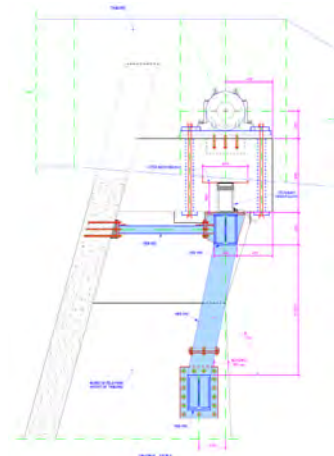


Figura 2. Perfil de estructura auxiliar para el izado del tablero en Puente de las Delicias.



---

## Independent Check Activities at the Storstrøm Bridge (Denmark)

- **Guillermo Capellán Miguel**  
Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Technical Director.  
[gcapellan@arenasing.com](mailto:gcapellan@arenasing.com)
- **Miguel Sacristán Montesinos**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Office Director, Santander.  
[msacristan@arenasing.com](mailto:msacristan@arenasing.com)
- **Emilio Merino Rasillo**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Office Director, Madrid.  
[emerino@arenasing.com](mailto:emerino@arenasing.com)
- **Sara Urdinguio Vega**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Structural Engineer.  
[surdinguio@arenasing.com](mailto:surdinguio@arenasing.com)
- **Ysabel Guil Celada**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Project Manager.  
[yguil@arenasing.com](mailto:yguil@arenasing.com)

### KEY WORDS:

Cable-stayed, concrete, prefabrication, durability, maintenance, Storstrøm, Denmark.



Figure 1. Render view of the new Storstrøm Bridge.



Figure 2. General view of the bridge's model.

### ABSTRACT

Storstrøm Bridge will connect the Danish regions of Zealand and Falster via Masnedø. The project forms part of the railway line upgrading between Copenhagen and Rødby, and on to the Fehmarnbelt Tunnel, which will link Denmark and Germany. The existing bridge is in poor condition, and forms a bottleneck in the transport corridor to Germany.

When completed in 2022, the new bridge will carry two tracks of high-speed trains, up to 200 km/h, a two-lane regional road and a combined cycle and footpath. With a length of nearly 4 km and a with a central cable-stayed section allowing vessel navigation, it will become Denmark's third largest bridge, after the Øresund Bridge and the Great Belt Bridge.

Arenas & Asociados, teaming with German specialists schlach bergermann partner and Moormann Geotechnik Consult, is responsible for the independent check of the detailed design.

The bridge is conceived in concrete, due to durability and

maintenance conditions. It has a total length of 3832 m between abutments, and it is composed by three sections: a central main cable-stayed bridge, and two approach viaducts. The cable-stayed bridge has two spans of 160 m each, providing a clear navigation channel. Its pylon rises up to a height of a 100 m above sea level.

The Southern viaduct has 23 spans, with a constant distribution of 80 m, reaching a total length of 1840 m. The Northern section, has 20 spans of 80 m plus a 72 m one, for a total length of 1672 m.

The bridge construction is based on the principle of maximum prefabrication of structural elements in order to improve construction quality and speed. Works on site started this autumn, with the road section due to open in 2022 and the railway line the following year.

---

## Desarrollo de dovelas de hormigones reforzados con fibras no metálicas de alta durabilidad y sostenibilidad

- **Elena Martín Díaz**  
Master Civil Engineer. DRAGADOS. R&D Department.  
[emartind@dragados.com](mailto:emartind@dragados.com)
- **Janill de la Cruz**  
MSc Civil Engineer. Universitat Politècnica de Catalunya. PhD Candidate.  
[janilldelacruz@gmail.com](mailto:janilldelacruz@gmail.com)
- **Paz Navarro Gancedo-Rodríguez**  
Master Civil Engineer. gGRAVITY Engineering. Underground Works Department.  
[pnavarrog@ggravityeng.com](mailto:pnavarrog@ggravityeng.com)
- **María Sánchez Pallarés**  
MSc in Chemical Sciences. gGRAVITY Engineering. Materials Department.  
[mnsanchezp@ggravityeng.com](mailto:mnsanchezp@ggravityeng.com)
- **Ignacio Segura Pérez**  
PhD Materials Engineer. Universitat Politècnica de Catalunya. Associate Researcher.  
[ignacio.segura@upc.edu](mailto:ignacio.segura@upc.edu)
- **Albert de la Fuente**  
PhD Civil Engineer. Universitat Politècnica de Catalunya. Associate Professor.  
[albert.de.la.fuente@upc.edu](mailto:albert.de.la.fuente@upc.edu)

### PALABRAS CLAVE:

Dovelas de túneles, fibras no metálicas, durabilidad, fuego, temperaturas extremas, TBM.

### RESUMEN

El proyecto DURADOV, cofinanciado por el Ministerio de Ciencia, Innovación y Universidades de España, fondos FEDER y DRAGADOS se ha enfocado en el desarrollo de un nuevo concepto de dovela de alta durabilidad y sostenibilidad para el revestimiento de túneles. Particularmente, las dovelas se diseñaron con fibras estructurales no metálicas para el refuerzo del hormigón y construcción de túneles mediante TBM.

Las dovelas de hormigón prefabricado para el revestimiento de túneles se tienden a reforzar con fibras metálicas. En sentido, durante los últimos 10 años el incremento del uso de fibras metálicas para el refuerzo de dovelas de hormigón ha sido notable y esta técnica ya está considerada en diferentes normativas de diseño orientadas a túneles excavados con TBM.

Los desarrollos llevados a cabo en el proyecto DURADOV han conducido a resultados positivos y que permiten afirmar que las dovelas de hormigón reforzado con fibras no metálicas son una solución atractiva y que en un futuro próximo serán implementadas en túneles. Además de los beneficios económicos identificados, hay otros aspectos técnicos positivos (durabilidad y respuesta en servicio) así como una mayor sostenibilidad (incluyendo aspectos económicos y sociales).

En este proyecto se han analizado los aspectos de diseño empleando las normativas existentes para dovelas de túneles; en este sentido, se han cubierto todos los aspectos de diseño y control necesarios: respuesta mecánica del material (resistencia residual), durabilidad, respuesta frente a fuego y otras condiciones extremas de temperatura; procedimientos de control tanto el fase de fabricación como de colocación. Los resultados abren la puerta para que este nuevo tipo de dovelas para el revestimiento de túneles se implemente a nivel mundial en futuros túneles.

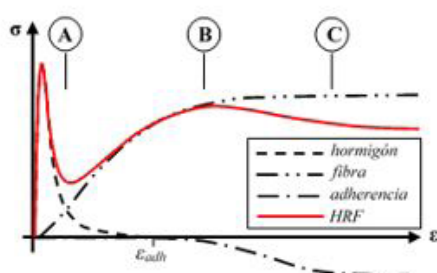


Figura 1. Comportamiento de hormigón en masa, fibra y la interacción entre ambos materiales [7].



Figura 2. Dodela de hormigón reforzado con fibras de acero sometida a fuego.

## Mejora de la impermeabilización de puentes existentes. Experiencias prácticas y algunas reflexiones

- **Héctor Sánchez Martínez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. LRA Infrastructures Consulting.  
Ingeniero de estructuras.  
[hectorsanchez@lraingenieria.es](mailto:hectorsanchez@lraingenieria.es)
- **Mario Martín Aguilera**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. LRA Infrastructures Consulting.  
Ingeniero de estructuras.  
[mariomartin@lraingenieria.es](mailto:mariomartin@lraingenieria.es)
- **Tomás Ripa Alonso**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. LRA Infrastructures Consulting. Socio Director.  
[tomasripa@lraingenieria.es](mailto:tomasripa@lraingenieria.es)

## PALABRAS CLAVE:

Rehabilitación, estructuras, impermeabilización, experiencia.

## RESUMEN

Esta ponencia estudia los sistemas de impermeabilización en puentes existentes analizando, desde la experiencia práctica adquirida, los condicionantes de ejecución, el nivel de prestaciones, su idoneidad de aplicación en casos concretos y las deficiencias de ejecución observadas, para definir pautas de mejora en su implantación y puesta en servicio. Siguiendo esta idea, se exponen las reflexiones realizadas sobre los sistemas habitualmente utilizados.



Figura 1. Impermeabilización sobre refuerzos de fibra de carbono mediante poliurea. (Rehabilitación de los puentes de O'Donnell en Madrid; agosto 2018).



Figura 2. Impermeabilización del tablero mediante lámina asfáltica. (Rehabilitación de los apoyos a media madera del puente de la Avenida del Mediterráneo en Madrid; noviembre de 2017).

La aplicación de poliurea sobre la estructura conforma una película continua impermeabilizante que se adapta a geometrías particulares. Por su propiedad adicional como aislante térmico, permite proteger elementos sensibles al calor, como por ejemplo refuerzos de fibra de carbono en tableros que, posteriormente, serán repavimentados. Ante un fallo del sistema, el reflejo del deterioro coincidiría con la zona afectada. Sin embargo, requiere una preparación elevada del soporte y debe protegerse frente al tráfico de maquinaria pesada.

Las láminas asfálticas presentan gran compatibilidad con el soporte de hormigón y excelente adherencia con el pavimento bituminoso a extender posteriormente. No obstante, requieren una rigurosa ejecución (solapes, adhesión al soporte, etc.) y en caso de fallo del sistema, es complejo detectar su origen.

Además de los sistemas anteriores, esta ponencia también profundizará en el uso de morteros bituminosos y cementosos como soluciones alternativas. Asimismo, es importante completar la impermeabilización de los elementos expuestos de la

estructura (sistemas de contención, cantos de tablero, etc.) con otros sistemas como el corcho proyectado con buen acabado estético y resistencia a la intemperie.

Por último, con objeto de definir una serie de parámetros (vida útil, estanqueidad, rugosidad del soporte, etc.) que constituyan una referencia para tipificar los sistemas de impermeabilización, se está participando en grupos de trabajo de la ATC. De esta manera, se pretende aportar una herramienta eficaz a los proyectistas para la selección de los sistemas de impermeabilización más adecuados en cada caso.

## Rehabilitación de obras de drenaje transversal tipo acero corrugado

- **Antonio González Meijide**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Temha S.L. Ingeniero.  
[mejide@temha.com](mailto:mejide@temha.com)
- **Jesús José Corbal Álvarez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Temha S.L. Ingeniero.  
[corbal@temha.com](mailto:corbal@temha.com)
- **Arturo Antón Casado**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Temha S.L. Ingeniero.  
[anton@temha.com](mailto:anton@temha.com)

### PALABRAS CLAVE:

ODT, drenaje, reparación, durabilidad, mantenimiento.

### RESUMEN

Las obras de drenaje transversal (ODTs) son estructuras que transportan el agua de la superficie y de los arroyos bajo los trazados de obras lineales como carreteras o vías férreas.

Hay miles de obras de drenaje bajo las infraestructuras del transporte de nuestro país, muchas con más de 50 años de antigüedad. Estas estructuras no reciben mucha atención, principalmente porque generalmente están ocultas a la vista de los usuarios de la carretera. Ocasionalmente, sin embargo, ocurre un incidente que sirve como recordatorio de que el fallo de una obra de drenaje puede tener consecuencias graves.

Debido al gran número de ODTs envejecidas que siguen en uso a día de hoy, los departamentos de la Administración se enfrentan a un gasto importante en la reparación, rehabilitación y sustitución de estas estructuras a medida que llegan al final de su vida útil de diseño.

Uno de los problemas asociados con la reparación, rehabilitación y reemplazo de ODTs es que el trabajo frecuentemente está enfocado estrictamente como una actuación de mantenimiento sin considerar las condiciones estructurales o hidráulicas subyacentes por las cuales se originó el deterioro. Aunque se dispone de información considerable sobre el diseño y la construcción de nuevas ODTs, empleando gran diversidad de materiales constructivos, hay pocas directrices en la literatura técnica sobre cómo reparar y reforzarlas las ODTs. Esencialmente, no existen criterios para seleccionar la alternativa más adecuada para el trabajo que debe realizarse.

Un interés adicional de este estudio es que las ODTs utilizan las mismas tipologías estructurales que las empleadas para permitir los cruces de carreteras por animales, personas y, ocasionalmente, vehículos, por lo que una buena parte de las

cuestiones tratadas en este artículo son aplicables a las mismas.

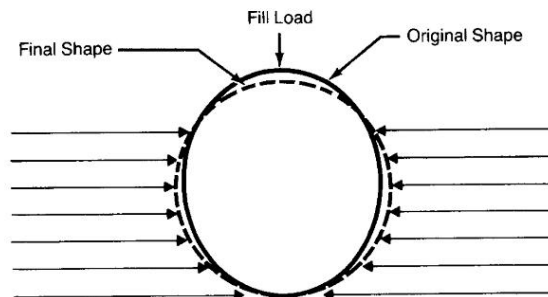


Figura 1. El suelo dispuesto lateralmente al tubo lo confina a medida que aumenta el relleno.



Figura 2. Ovalización de la sección y plastificación de las generatrices horizontales.

## Patologías en vigas prefabricadas por sales fundentes. Caso de estudio: 3 pasos superiores en la autovía A1 Madrid

- **J. Ignacio Cuñado Arroyo**  
Máster Ingeniero de C. C. y P. Ministerio de Fomento.  
[jicunado@fomento.es](mailto:jicunado@fomento.es)
- **Luis Matute Rubio**  
Máster Ingeniero de C. C. y P. IDEAM S.A. Director General  
[luis.matute@ideam.es](mailto:luis.matute@ideam.es)
- **Carlos Jiménez Solanas**  
Máster Ingeniero de C. C. y P. IDEAM S.A.  
Jefe de Proyectos  
[carlos.jimenez@ideam.es](mailto:carlos.jimenez@ideam.es)
- **Francisco J. González Ramos**  
Máster Ingeniero de C. C. y P. BETAZUL  
[francisco@betazul.es](mailto:francisco@betazul.es)
- **Alberto Ruiz Muñoz**  
Técnico de Obras Públicas Ministerio de Fomento  
[alrmunoz@fomento.es](mailto:alrmunoz@fomento.es)
- **Ignacio Pulido Sánchez**  
Máster Ingeniero de C. C. y P. IDEAM S.A. Director Departamento Mantenimiento, Inspección y Rehabilitación  
[ignacio.pulido@ideam.es](mailto:ignacio.pulido@ideam.es)
- **Rosa Díaz Pérez**  
Máster Ingeniero de C. C. y P. IDEAM S.A. Ingeniero Proyectista  
[rosa.diaz@ideam.es](mailto:rosa.diaz@ideam.es)

- Félix López Martínez  
Máster Ingeniero de C. C. y P. BETAZUL  
[felix@betazul.es](mailto:felix@betazul.es)

## PALABRAS CLAVE:

Patología, refuerzo, corrosión, puente vigas doble "T", culatas, hormigón pretensado, inspección principal, inspección especial, sales fundentes.

## RESUMEN

Como resultado de las inspecciones y obras de reparación desarrolladas durante los últimos años para diferentes administraciones, se han podido constatar una serie de daños específicos de los puentes de vigas prefabricadas doble "T" que, en cierto modo, si no se tratan adecuadamente, aumentan exponencialmente el desarrollo de daños estructurales con origen durable. Comenzando con el propio proceso de fabricación de estas estructuras, es de destacar que, si bien los hormigones habitualmente utilizados son de medias-altas prestaciones, el efecto de las sales fundentes sobre el hormigón y la presencia cuasi permanente de agua en algunas zonas localizadas, así como los estrictos recubrimientos de las mismas, acaban produciendo daños durables de una gravedad tal, que acaban llegando a comprometer la seguridad estructural de las mismas.

Dicha singularidad, unido a unos, generalmente, descuidados detalles de impermeabilización y drenaje de las estructuras, conlleva a que se produzcan numerosas zonas de circulación de agua por las propias vigas, lo que se acaba traduciendo, con el paso de pocos años, menos de 10-15 años en algunos casos, en daños durables con grave afección estructural que llegan a dejar fuera de servicio, parcialmente, las estructuras. Dichos puntos críticos, suelen ser las juntas de dilatación de los tableros, las deficientes o inexistentes impermeabilizaciones de los tableros, los sumideros de losa y, en menor medida, la falta de sellado de las juntas aceras/impostas – losa.

Entre las estructuras con dicha patología se encontraban tres pasos superiores sobre la Autovía A-1 en los P.K 69+000, 72+000 y 75+900. Las tres estructuras presentan la misma tipología, detalles y época de construcción estando formadas por tableros isostáticos de vigas prefabricadas con juntas de dilatación sobre estribos y pilas.

La inspección llevada a cabo en estas estructuras puso de manifiesto una serie de daños estructurales en el tablero y en la plataforma, principalmente en las culatas de las vigas y el sistema de contención.

La falta de estanqueidad de las juntas de dilatación en estribos y pilas, unido a la presencia de agua con sales fundentes y a los ciclos de hielo-deshielo, ha generado la degradación de las vigas y la losa de hormigón en la zona de juntas, con daños incluso en las zonas de contacto de los apoyos, donde se han localizado zonas con presencia de armaduras corroídas, tanto activas en tendones de pretensado como en pasivas, y fisuración con delaminación del hormigón.

La solución de reparación tuvo un carácter integral actuando tanto en estribos, pilas, tablero y plataforma. Estos trabajos de reparación consisten en el refuerzo y saneo de las culatas de las vigas para cuyo saneo resulta necesario proceder a su apeo y la restitución de la zona de apoyo, la eliminación de las juntas de dilatación como medida de protección de las culatas de viga y de la subestructura en cada caso.



Figura 1. Ejemplo de agotamiento estructural de armadura de pretensado en viga doble "T" por corrosión.



Figura 2. Ejemplo de daños en culata de viga con graves afecciones a la armadura activa y pasiva por corrosión.

# Reparación

## Acondicionamiento del puente de O'Donnell sobre la M-30 (Madrid, España)

- **Luis Sopena Corvinos**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Ingeniero Estructural.  
[lsopenac@ggravityeng.com](mailto:lsopenac@ggravityeng.com)
- **Jose Enrique Silvo González**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. DRAGADOS S.A. Jefe de Obra.  
[jesilvog@dragados.com](mailto:jesilvog@dragados.com)
- **Noemí Corral Moraleda**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. LRA Infraestructures Consulting SL. Ingeniera de proyectos.  
[noemicorral@lraingenieria.es](mailto:noemicorral@lraingenieria.es)
- **Juan Jesús Álvarez Andrés**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Jefe de Puentes y Estructuras de obra civil.  
[jjalvarez@ggravityeng.com](mailto:jjalvarez@ggravityeng.com)
- **Tomás Ripa Alonso**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. LRA Infraestructures Consulting SL. Socio Director.  
[tomasripa@lraingenieria.es](mailto:tomasripa@lraingenieria.es)

### PALABRAS CLAVE:

Reparación, refuerzo, rehabilitación, hormigón, inyección de fisuras, cambio de apoyos.

### RESUMEN

Dentro del plan de mantenimiento de infraestructuras de Calle 30, empresa pública del Ayuntamiento de Madrid, se plantea el acondicionamiento del puente que resuelve el cruce de la prolongación de la calle O'Donnell (M-23) sobre la M-30.

Este puente, construido aproximadamente en 1970, está constituido por dos tableros independientes de hormigón pretensado, con pilas y estribos de hormigón armado. Consta de 5 vanos de luces 15 +24 +38 +24 +15 m.

La sección transversal de cada tablero, con una anchura de 20,40 m, está formada por dos losas aligeradas de hormigón pretensado en forma de artesa, con canto variable entre 0,95 y 1,20 m, unidas por la losa superior.

La rehabilitación de la estructura implicó actuaciones en estribos, pilas y tablero, la mayoría consistentes en reparaciones superficiales, pero también fueron necesarias actuaciones más profundas a nivel estructural. A continuación se exponen las 3 principales actuaciones de rehabilitación llevadas a cabo:

- 1) Sustitución de apoyos de estribos. La principal dificultad fue el pequeño espacio disponible para alojar los gatos y trabajar.
- 2) Inyección de fisuras: en total, 925 m de tratamiento de fisuras.
- 3) Instalación de nuevos pretiles. Aplicando la nueva normativa de pretiles y barreras de seguridad, el nivel de contención necesario es H4b. Teniendo en cuenta los criterios de deflexión dinámica y anchura de trabajo, se optó por un pretil metálico anclado químicamente al tablero, previo refuerzo del mismo a base de un sistema de láminas de CFRP.

Todos los trabajos se realizaron con la premisa de minimizar la afección al tráfico inferior de la M-30, así como manteniendo

el tráfico abierto sobre la propia estructura al menos en una de las 2 calzadas.



Figura 1. Vista de estribo, gatos hidráulicos instalados para maniobra de sustitución de apoyos.



Figura 2. Vista de refuerzo para nueva barrera de contención.

## Ampliación y rehabilitación del viaducto de ferrocarril sobre el río Gorgos, Alicante

- **Pablo Tarín Bedito**  
Msc ICCP. Degree of Freedom. Ingeniero.  
[p.tarin@dofengineers.com](mailto:p.tarin@dofengineers.com)
- **Alberto Ordiñana Gil**  
Msc ICCP. Degree of Freedom. Ingeniero.  
[a.ordinana@dofengineers.com](mailto:a.ordinana@dofengineers.com)
- **Altea Cámara Aguilera**  
Msc ICCP. Degree of Freedom. Ingeniero.  
[a.camara@dofengineers.com](mailto:a.camara@dofengineers.com)
- **Fernando Ibáñez Climent**  
Msc ICCP. Degree of Freedom. Director.  
[f.ibanez@dofengineers.com](mailto:f.ibanez@dofengineers.com)

### PALABRAS CLAVE:

Viaducto, arcos, mampostería, ampliación, rehabilitación, dovelas, prefabricado.

### RESUMEN

Dentro del proyecto de renovación de vía y acondicionamiento de infraestructura de la línea 9 de la red TRAM de Alicante de

FGV, en su tramo 2 entre Teulada y Calpe, se ha proyectado la ampliación y rehabilitación del viaducto de mampostería sobre el río Gorgos (1913), el cual consta de un viaducto de acceso, formado por cuatro arcos de 10m de diámetro y el viaducto sobre el río propiamente dicho, formado por cuatro arcos de 8m de diámetro y otros dos de 20 m. El ancho original del viaducto es de 4.00 m.

La ampliación del viaducto se lleva a cabo mediante la disposición de dovelas prefabricadas de 7.50 m de ancho que se colocan sobre el tablero existente, previamente rebajado. Las dovelas prefabricadas cuentan con sendos voladizos laterales que permiten materializar paseos de mantenimiento de 0.85 m de ancho.



Figura 1. Alzado del viaducto sobre el río Gorgos a mediados del siglo XX (arriba) y en la actualidad (abajo).

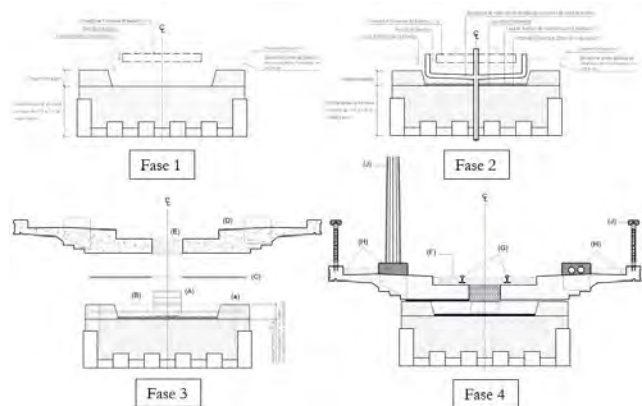


Figura 2. Esquema de las fases de ejecución.

Por otro lado, y de forma conjunta a los trabajos de ampliación, se proyectan una serie de actuaciones orientadas a la rehabilitación del viaducto, con el objetivo de respetar al máximo el funcionamiento y el aspecto actual de la obra, eliminando aquellos problemas que puedan producir deterioros futuros. Destacan la limpieza de superficies mediante métodos no agresivos para la piedra, la retirada del paquete de vía existente y posterior consolidación del relleno mediante inyección de lechada, la impermeabilización del relleno como paso previo a la disposición de las dovelas prefabricadas o el cosido transversal de los tímpanos mediante barras de fibra de vidrio.

Para evaluar la respuesta estructural del viaducto se ha implementado un modelo bidimensional de elementos finitos

abarcando la totalidad de este. El modelo bidimensional está formado por elementos lámina modelando las zapatas, pilas, bóvedas y relleno; y por elementos tipo link modelando discretamente pero de manera genérica las juntas entre sillares donde pueden producirse las potenciales fisuras.

## *Análisis de patologías, propuesta de soluciones de refuerzo y ejecución de las obras de reparación del viaducto sobre el río Duero en Zamora (A-66)*

- **Javier Largo Maeso**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MINISTERIO DE FOMENTO. Jefe de Unidad de Carreteras del Estado en Zamora.  
[jlargo@fomento.es](mailto:jlargo@fomento.es)
- **Luis Matute Rubio**  
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. IDEAM S.A. Director General.  
[luis.matute@ideam.es](mailto:luis.matute@ideam.es)
- **Ignacio Pulido Sánchez**  
Máster Ingeniero de Caminos, C y P. IDEAM S.A. Director Dpto. Mantenimiento, Inspección y Rehabilitación.  
[ignacio.pulido@ideam.es](mailto:ignacio.pulido@ideam.es)
- **Enrique Bordo Bujalance**  
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. IDEAM S.A. Director Departamento Estructuras.  
[enrique.bordo@ideam.es](mailto:enrique.bordo@ideam.es)
- **Carlos Jiménez Solanas**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IDEAM S.A. Jefe de Proyectos.  
[Carlos.jimenez@ideam.es](mailto:Carlos.jimenez@ideam.es)
- **Fulei Zhou Yang**  
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. IDEAM S.A. Ingeniero Proyectista.  
[fulei.zhou@ideam.es](mailto:fulei.zhou@ideam.es)
- **Álvaro García Martín**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. COLLOSA. Jefe de Obra.  
[alvarogarcia@collosa.es](mailto:alvarogarcia@collosa.es)
- **Alberto Marino Tostón**  
Máster Ingeniero Técnico de Obras Públicas. CITOP.  
[amarinot@citop.es](mailto:amarinot@citop.es)
- **Santiago Salas Fernández-Polanco**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IDEAM S.A.  
[santiago.salas@ideam.es](mailto:santiago.salas@ideam.es)

### PALABRAS CLAVE:

Patología, refuerzo, cajón prefabricado, puente mixto, estructura metálica, recrecido, pilas inclinadas, puente de carretera.

### RESUMEN

La estructura sobre el río Duero en Zamora de la autovía A-66 manifestaba una serie de patologías de carácter estructural, las cuales en los últimos años sufrieron una serie de avances significativos que aconsejaron el análisis de las mismas, el estudio de las posibles soluciones estructurales y, finalmente, la ejecución de las correspondientes obras de refuerzo.

La estructura está formada por vigas de hormigón prefabricado con un vano principal sobre el río de 70 m de longitud, resuelto mediante unas pilas en "V" formando una célula triangular que permite acortar dicha luz para resolverlo con elementos prefabricados de longitud estándar.

El refuerzo de la estructura finalmente dispuesto se materializa adosando por el exterior una estructura de acero. Esta

estructura se conecta con la losa original de hormigón en la zona superior y, en la zona inferior, con el cajón prefabricado de hormigón mediante pernos conectadores. De esta manera, el puente resultante funciona como una estructura mixta tradicional con hormigón de fondo.

La solución de refuerzo si bien se diseñó concienzudamente pensando en la viabilidad y garantía de construcción, durante la obra hubo que resolver numerosos aspectos técnicos difíciles de prever y que llevaron a la toma de decisión en tiempo real. Entre los aspectos más significativos se encontraron:

- Definición geométrica de la estructura metálica para conseguir un perfecto ajuste a la estructura existente.
- Coordinación entre obra ejecutada y taller metálico en la disposición de los pernos de conexión.
- Imposibilidad y bajos rendimientos en la hidro-demolición de la losa, especialmente en la zona de negativos donde hay mayor densidad de armadura.
- Soluciones de montaje y posicionamiento de piezas metálicas.



Figura 1. Vista general de la estructura durante una operación de izado y colocación de una pieza metálica.



Figura 2. Vista general de estructura donde se puede observar el aspecto del cajón actual, con el nuevo alma metálica. A la izquierda, estructura original sin reforzar.

## *Análisis de patologías, propuesta de soluciones y ejecución de obras de refuerzo de los viaductos de Noceda y Silvela en la autovía A-6*

- **Beatriz González Del Riego**  
Ingeniera de Caminos, C. y P. del Estado. MINISTERIO DE FOMENTO. Jefe de Unidad de Carreteras del Estado en Lugo.  
[bgdelriego@fomento.es](mailto:bgdelriego@fomento.es)
- **Diego Vázquez Novo**  
Ingeniero Técnico de Obras Públicas del Estado. MINISTERIO DE FOMENTO. Unidad de Carreteras del Estado en Lugo.  
[dvnovo@fomento.es](mailto:dvnovo@fomento.es)
- **Luis Matute Rubio**  
Máster I. Caminos, C y P. Director General. IDEAM S.A.  
[luis.matute@ideam.es](mailto:luis.matute@ideam.es)
- **Ignacio Pulido Sánchez**  
Máster I. Caminos, C y P. IDEAM S.A. Directo Departamento Mantenimiento, Inspección y Rehabilitación.  
[ignacio.pulido@ideam.es](mailto:ignacio.pulido@ideam.es)
- **Santiago Salas Fernández-Polanco**  
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. IDEAM S.A. Ingeniero Proyectista.  
[santiago.salas@ideam.es](mailto:santiago.salas@ideam.es)

### PALABRAS CLAVE:

Patología, refuerzo, suelo reforzado, tierra armada, micropilotes, recalce, levantamiento, cambio de apoyos, agua alveolos.



Figura 1. Vista general del viaducto de Silvela y detalle de aparato de apoyo "sin contacto" entre cargadero y tablero.

### RESUMEN

Los viaductos de Noceda y Silvela son dos importantes estructuras situadas en la autovía A-6 a la altura del pk 435 del orden de 300 m y 400 m respectivamente. Su solución estructural responde a una tipología singular conocida en el ámbito de las estructuras como "fungiforme", lo que corresponde a unas luces medias, relación ancho/luz próxima a 1 y con una fuerte variación de canto en ambas direcciones lo que conduce a esa forma de seta.

Como consecuencia del asiento en el tiempo de los muros de suelo reforzado y acentuado por el propio efecto pórtico del tablero, tanto por los movimientos derivados de los efectos térmicos y de la acción de las sobrecargas, se había llegado a



producir el total despegue del tablero y el cargadero, es decir, los vamos extremos trabajaban en ménsula completamente, lo cual resultaba un comportamiento totalmente anómalo y en contra del diseño de proyecto.

Como solución de reparación se ha previsto el micropilotaje de los cargaderos y la disposición de un tope antilevantamiento.

Adicionalmente, durante la inspección de la estructura se detectó que algunos de los alveolos/aligeramientos de la estructura se encontraban llenos de agua, con volúmenes estimados de más de 3 m<sup>3</sup>, por lo que se procedió a la perforación de los mismos.



Figura 2. Recalce de cargaderos mediante micropilotes y detalle de salida de agua a presión de tablero.

## *Análisis estadístico de edificaciones de muros delgados de concreto reforzado en zona de amenaza sísmica alta*

- **Pedro Steven Torres Arbeláez\***  
Ingeniero Civil. Universidad del Valle – Colombia. Estudiante de Maestría en Ing. Estructural.  
[pedro.torres@correounivalle.edu.co](mailto:pedro.torres@correounivalle.edu.co)
- **Peter Thomson Roach\***  
Ingeniero Aeroespacial, Ph.D. Universidad del Valle – Colombia. Profesor titular.  
[peter.thomson@correounivalle.edu.co](mailto:peter.thomson@correounivalle.edu.co)
- **Roger Ortega Caraballo\***  
Ingeniero Civil, M.Sc. Universidad del Valle – Colombia. Estudiante de Doctorado en Ingeniería.  
[ortega.roger@correounivalle.edu.co](mailto:ortega.roger@correounivalle.edu.co)

- **Gilberto Areiza Palma\***  
Ingeniero Civil, M.Sc. Universidad del Valle – Colombia. Profesor titular.  
[gilberto.areiza@correounivalle.edu.co](mailto:gilberto.areiza@correounivalle.edu.co)
- **Johannio Marulanda Casas\***  
Ingeniero Civil, Ph.D. Universidad del Valle – Colombia. Profesor titular.  
[johannio.marulanda@correounivalle.edu.co](mailto:johannio.marulanda@correounivalle.edu.co)

\*Grupo de Investigación en Ingenierías Sísmica, Eólica, Geotécnica y Estructural (G-7).

### **PALABRAS CLAVE:**

Muros delgados, concreto reforzado, base de datos, vulnerabilidad.

### **RESUMEN**

Las edificaciones de muros delgados de concreto reforzado (MDCR) construidas en Colombia no cumplen los requisitos de espesor mínimo, detallado y confinamiento del refuerzo recomendados por las normas de diseño internacionales. Sobre el comportamiento estructural de muros de CR la literatura científica y técnica reporta una baja capacidad de deformación inelástica, altos niveles de daño y la posibilidad de presentar fallas frágiles. Por lo anterior, es necesario analizar las variables que controlan el comportamiento de estas edificaciones, y determinar su vulnerabilidad sísmica. Con este propósito se construyó una base de datos de 121 edificios de MDCR ubicados en las ciudades de Cali y Popayán, en Colombia. En este artículo se presenta un análisis estadístico de variables como el espesor de los muros, dimensiones, materiales, relaciones de aspecto, cuantías, tipo y detallado del refuerzo, densidad de muros, irregularidades y periodo de las edificaciones; además, se estima la vulnerabilidad de este sistema estructural mediante la comparación de sus parámetros promedio con valores de referencia de normas internacionales. Los resultados de estos análisis indican que algunas consideraciones del diseño y la configuración de las edificaciones pueden inducir un desempeño limitado, principalmente en edificios de más de siete pisos. Se encontraron bajas densidades de muros, en promedio 2% y 2.5% en las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente, altas relaciones de esbeltez ( $h_w/t_w > 16$ ), bajas cuantías de refuerzo, y un deficiente detallado del refuerzo, entre otros aspectos, que sugieren que la respuesta de estas estructuras puede no ser la esperada en zona de amenaza sísmica alta.



Figura 1. Edificación de MDCR de la base de datos.



Figura 2. Edificación de MDCR de la base de datos.

## Colegio Diocesano María Inmaculada en la calle Celeste N° 1 de Madrid

- Mª Mercedes Madrid Ramos**  
 Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGRAVITY ENGINEERING S.A.  
 Jefe Servicio de Estructuras de Edificación.  
[mmadridr@ggravityeng.com](mailto:mmadridr@ggravityeng.com)
- Fabiola Pierantoni Silva**  
 Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGRAVITY ENGINEERING S.A.  
 Ingeniero.  
[fpierantonisi@ggravityeng.com](mailto:fpierantonisi@ggravityeng.com)
- Javier De Leyva Rojo**  
 Ingeniero de Caminos, C y P. Valladares Ingeniería. Director del Área de Estructuras.  
[jleyva@i-valladares.com](mailto:jleyva@i-valladares.com)
- Javier Castellanos Paniza**  
 Arquitecto Técnico. Valladares Ingeniería. Jefe Departamento de Estructuras.  
[jcastellanos@i-valladares.com](mailto:jcastellanos@i-valladares.com)

### PALABRAS CLAVE:

Grandes luces, postesado monocordón adherente, losa maciza, apeos, procedimiento constructivo.

### RESUMEN

La obra del Colegio Diocesano María Inmaculada consiste en la ampliación, en un edificio anexo, del Convento de las Madres Redentoras situado en la calle Madre Celeste 1. El Proyecto es obra del Arquitecto Antonio Ábalos Culebras, y pretende dotar a la nueva instalación de un uso educativo.

La estructura es de hormigón armado, alternando diversas tipologías según las luces a salvar entre pilares. El conjunto queda dividido en tres zonas mediante junta de dilatación de doble pilar, y dispone de una zona de semisótano y tres plantas sobre rasante.

Las zonas dedicadas a polideportivo, capilla y salón de actos, son las más singulares desde el punto de vista estructural ya que son recintos con grandes espacios libres de pilares.

El salón de actos se encuentra situado encima de la capilla, en un módulo con forma parcialmente hexagonal y con pilares perimetrales. Ambos forjados se han resuelto con losas postesadas de 35 cm para poder salvar las luces de 15 x 18 m. El postesado es adherente, monocordón y se ha dispuesto en ambas direcciones.

La cubierta del Polideportivo es una losa de transición que apea las dos plantas superiores. En este caso las luces a salvar son de 16,7 x 30 m, y existe una limitación de deformaciones importante para evitar afecciones a las dos plantas superiores. Por lo anterior, en este caso, se opta por una losa maciza de 60 cm de canto, también con postesado monocordón adherente en dos direcciones.

El resto de los forjados se resuelven mediante pórticos y viguetas con bovedilla de hormigón de canto total 30 + 5 cm. En planta baja se dispone un forjado sanitario autoportante capaz de soportar la cimbra del forjado de viguetas de primera. En las zonas bajo las losas armadas y pretensadas de plantas superiores se ha dispuesto solera, para permitir el cimbrado de las losas superiores.

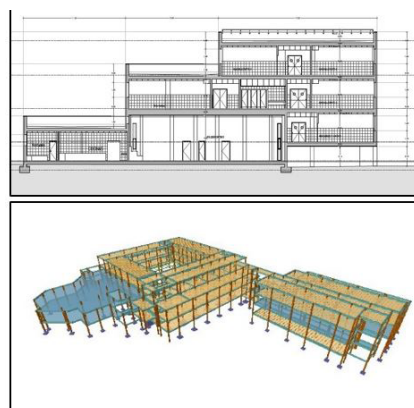


Figura 1. Sección por polideportivo y vista 3D.



Figura 2. Vista trazado tendones monocordón en losa de 60cm para apeo de pilares sobre polideportivo.

## Rehabilitación integral de dos edificios de usos polivalentes para red eléctrica

- Jorge De Prado Romero**  
 Ingeniero Técnico Industrial. IDOM Consulting, Engineering, Architecture.  
 Ingeniero de Proyectos.  
[jdeprado@idom.com](mailto:jdeprado@idom.com)
- Carlos Castañón Jiménez**  
 Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IDOM Consulting, Engineering, Architecture. Director de estructuras.  
[ccastanon@idom.com](mailto:ccastanon@idom.com)
- Beatriz Suárez Pardo**  
 Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. IDOM Consulting, Engineering, Architecture. Ingeniero de Proyectos.  
[bsuarezp@idom.com](mailto:bsuarezp@idom.com)

### PALABRAS CLAVE:

Rehabilitación, apeo, estructura metálica, TABS, envolvente arquitectónica.



Figura 1. Estado original del edificio 1.



Figura 2. Refuerzo de pilares con estructura metálica en edificio 2.

## RESUMEN

El presente artículo tiene por objeto presentar el proyecto y ejecución de la obra de rehabilitación de dos edificios destinados a varios usos polivalentes, administrativo, docente, salas de control, etc. para Red Eléctrica. Dentro de la intervención planteada se destacan los siguientes aspectos del proyecto de estructuras:

- Activación térmica de los forjados, tanto de nueva construcción como existentes. Para ello se ha dispuesto un sistema de activación térmica (TABS) embebido en el hormigón de los forjados de nueva construcción o dentro de recrecidos no estructurales sobre la cara superior y/o proyectados sobre la cara inferior de los forjados existentes.
- Apertura de nuevos espacios diáfanos mediante el apeo de pilares existentes. Se plantearon protocolos de gateo para el desvío controlado de las cargas del elemento original al elemento de apeo antes del proceso de corte.
- Evaluación de la repercusión de incrementos de carga significativos sobre los elementos estructurales existentes mediante el estudio analítico de los mismos y su refuerzo, así como la validación de soluciones existentes mediante ensayos de prueba de carga.
- Generación de espacios de grandes dimensiones en el interior del edificio mediante la demolición parcial del mismo y la reconstrucción de una nave dentro de la envolvente del edificio.
- Ampliaciones de los edificios existentes destinadas a usos auxiliares y de suministro de los mismos.

- Ejecución de una torre de comunicaciones de 25 m de altura anexa al edificio. Resuelta mediante un mástil principal arriostrado y estabilizado a media altura por dos elementos adicionales con los que forma la base de un trípode.
- Ejecución de una nueva envolvente exterior arquitectónica que engloba y unifica arquitectónicamente todas las intervenciones y ampliaciones ejecutadas en los edificios.

## Condiciones del estudio y proyecto de consolidación de un dique seco en Cartagena, una construcción singular con valor patrimonial

- **Raúl Rodríguez Escribano**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INTEMAC. Director de la División de Estudios.  
[rrodriguez@intemac.es](mailto:rrodriguez@intemac.es)
- **Enrique Calderón Bello**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INTEMAC. Jefe del Departamento de Rehabilitación.  
[ecalderon@intemac.es](mailto:ecalderon@intemac.es)
- **Miguel Ángel Acón Robleda**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INTEMAC. División de Estudios.  
[maacon@intemac.es](mailto:maacon@intemac.es)
- **Sergio Gómez Barrado**  
Arquitecto Técnico. INTEMAC. Departamento de Rehabilitación.  
[sgomez@intemac.es](mailto:sgomez@intemac.es)
- **Víctor Bustamante Fernández**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INTEMAC. Departamento de Rehabilitación.  
[vbustamante@intemac.es](mailto:vbustamante@intemac.es)

## PALABRAS CLAVE:

Construcción histórica, patrimonio, consolidación estructural, infraestructura naval, dique seco, barco-puerta.

## RESUMEN

La necesidad de una intervención de refuerzo y consolidación estructural en un dique seco que cuenta con más de 120 años desde su construcción lleva asociados condicionantes técnicos, económicos y normativos, además de su propio valor patrimonial. Al plantear el estudio de una construcción de hormigón en uso durante más de un siglo, es obligatorio enfrentarse a las distintas realidades existentes para diferentes épocas: maquinaria, procedimientos, necesidades de uso, etc.

Los principales daños que presentaba esta construcción eran: el deterioro superficial de paramentos de hormigón y sillería de piedra, incluidas las ranuras de compuertas; filtraciones a través de estos puntos y de los propios paramentos en situación de vacío; así como indicios de problemas de estabilidad en los muros. Mediante el análisis y diagnóstico de estos daños, se determinó la necesidad de consolidar los muros por motivos de durabilidad, así como incorporar mecanismos resistentes que en la medida de lo posible resolviesen problemas de estabilidad, acordes a las prescripciones normativas actuales. Conviene recordar los importantes empujes a los que se ven sometidas las ranuras de encaje del barco-puerta en situación de vacío, así como las elevadas presiones inters-

ticiales que se producen en la sillería durante la operación de vaciado.

Por estos motivos, el proyecto de consolidación del dique seco presentaba fuertes condicionantes, dada la falta de estanqueidad de las ranuras de compuertas (zona que debe ser reparada, obligando el desplazamiento del barco-puerta), y la necesidad de minimizar el tiempo de obra para no afectar el uso de la instalación. Acotados los condicionantes, se plantean distintas posibilidades de intervención, exponiendo las particularidades de éstas y analizando su viabilidad: consolidación de paramentos, disposición de anclajes activos para garantizar el monolitismo de los muros, actuaciones localizadas en la zona de compuertas, etc.



Figura 1. Testigos de hormigón de los muros del dique. Hormigón árido pétreo (izquierda), hormigón con árido de naturaleza heterogénea (derecha).

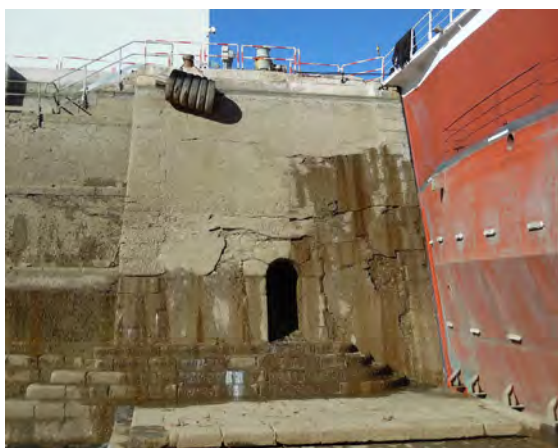


Figura 2. Boca de la galería de inundación hacia el interior del dique seco (estribor).

## *Descenso de forjado reticular mediante gateo sincronizado como parte de una rehabilitación integral*

- **Francisco González**  
Dr. Ingeniero de Caminos. BETAZUL. Director.  
[francisco@betazul.es](mailto:francisco@betazul.es)
- **Álvaro Rodríguez**  
Ingeniero de Caminos. BETAZUL. Oficina Técnica.  
[alvaro@betazul.es](mailto:alvaro@betazul.es)

- **Paula Villanueva**  
Dra. Arquitecta. BETAZUL. Oficina Técnica.  
[paula@betazul.es](mailto:paula@betazul.es)
- **David Fernández**  
Dr. Ingeniero de Caminos. BETAZUL. Dirección Técnica.  
[david.fernandez.montes@upm.es](mailto:david.fernandez.montes@upm.es)
- **Álvaro Serrano**  
Ingeniero de Caminos. MC2-Grupo TYPSA. Director Técnico.  
[alvaro.serrano@mc2.es](mailto:alvaro.serrano@mc2.es)

### **PALABRAS CLAVE:**

Rehabilitación; estructuras de hormigón, gateo; sistema hidráulico.

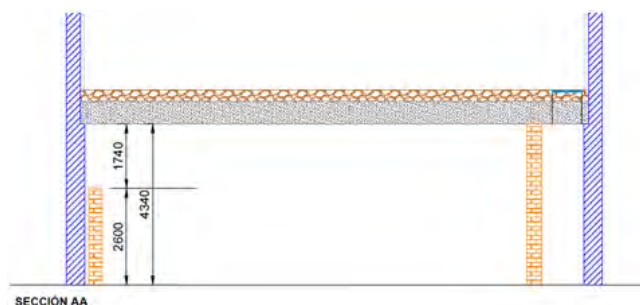


Figura 1. Sección transversal del forjado antes del descenso.



Figura 2. Estado original del forjado reticular.

### **RESUMEN**

Los trabajos de rehabilitación de un edificio pueden incluir diversos tipos de acciones para prolongar la vida útil de la estructura, en ocasiones adaptándola a una nueva normativa o alterando sus condiciones de uso. Dentro de las labores de rehabilitación, puede plantearse alterar la sección de un edificio (por motivos de accesibilidad o necesidades de uso), lo que suele resolverse con trabajos de demolición parcial y reconstrucción de los elementos afectados. Sin embargo, en ocasiones es posible conservar la estructura existente y colocarla en su ubicación definitiva, siempre que las condiciones de seguridad y estado de la estructura lo permitan, contribuyendo positivamente a la sostenibilidad de la obra de rehabilitación y, en muchos casos, minimizando el impacto económico respecto a la demolición y reconstrucción. La presente comunicación detalla el procedimiento constructivo seguido para el gateo de un forjado reticular de hormigón armado, para su descenso 900 mm respecto a la cota inicial. La actuación forma parte de la rehabilitación integral para uso público administrativo de un

edificio emblemático en la Plaza del Marqués de Salamanca, en Madrid. El forjado objeto de los trabajos es rectangular y tiene una superficie de 900 m<sup>2</sup>; se encuentra apoyado en dos de los cuatro lados del perímetro sobre muros de fábrica. El procedimiento incluyó un sistema de descenso por etapas, con central hidráulica, con objeto de garantizar un descenso progresivo y homogéneo en los distintos puntos de apoyo. La principal particularidad del sistema es el uso de unos gatos aptos para descenso e izado, soportados por unos módulos de estructura de madera que permiten la realización independiente de cada etapa.

## *Efectos de las altas temperaturas en estructuras de obra civil. Aplicación al caso del viaducto de acceso sur al aeropuerto de Málaga (MA-23)*

- **Alejandro Castillo Linares**  
Ingeniero de Caminos, C. y P. ACL Diseño y Cálculo de Estructuras S.L. Director Gerente.  
[acastillo@acl-estructuras.com](mailto:acastillo@acl-estructuras.com)
- **David Trujillo Montes**  
Ingeniero de Caminos, C. y P. ACL Diseño y Cálculo de Estructuras S.L. Director de proyectos.  
[dtrujillo@acl-estructuras.com](mailto:dtrujillo@acl-estructuras.com)
- **Luis Carlos Tobaruela Martínez**  
Ingeniero de Caminos, C. y P. Ministerio de Fomento. Demarcación Carreteras Andalucía Oriental.  
[ltobaruela@fomento.es](mailto:ltobaruela@fomento.es)
- **Luciano Hidalgo Salas**  
Ingeniero de Caminos, C. y P. FCC Construcción. Director Región Sur.  
[lhidalgos@fcc.es](mailto:lhidalgos@fcc.es)

### **PALABRAS CLAVE:**

Incendio, fuego, estructuras, hormigón, puente, pila, tablero, reparación.



Figura 1. Efecto del incendio sobre la pila 13 del Viaducto de Acceso Sur al Aeropuerto de Málaga.

### **RESUMEN**

Los incendios que generan temperaturas muy altas, por encima de los 400 °C, producen efectos muy perjudiciales en las

estructuras de hormigón armado. Entre ellos se encuentra el deterioro de las propiedades mecánicas de los materiales (hormigón y acero) y los desconchamientos en esquinas y superficies, así como el tan peligroso desconchamiento por explosión (spalling).



Figura 2. Pila 13 del Viaducto de Acceso Sur al Aeropuerto de Málaga reparada.

Las estructuras de obra civil presentan singularidades con respecto a las de edificación. La principal particularidad de la obra civil es que se trata de estructuras abiertas, lo que en principio favorece la disipación del calor y además minimiza la probabilidad de que sean utilizadas como almacenamiento de sustancias combustibles o fácilmente inflamables. En este sentido son estructuras menos vulnerables que las de edificación.

Sin embargo, las obras civiles no están del todo exentas de los peligros inherentes a los incendios y las altas temperaturas derivadas de éstos. En los pocos casos de afectación de una estructura civil por un incendio de gran magnitud la seguridad estructural se puede ver seriamente comprometida, lo que tiene singular importancia si se trata de infraestructuras de uso público. La presente comunicación analizará los efectos que los incendios pueden tener en las estructuras de obra civil, la heterogeneidad en la distribución de los daños que los acompañan, las profundidades de afectación esperables, la seguridad residual que ofrece la estructura inmediatamente tras el incendio y los procedimientos de reparación que pueden devolver a la estructura su capacidad de servicio.

Como aplicación práctica se expondrá el estudio patológico y la consecuente reparación llevada a cabo en el Viaducto de Acceso Sur al Aeropuerto de Málaga en septiembre de 2017 como consecuencia de un incendio de grandes proporciones que provocó daños muy severos en una de sus pilas.

## *Ensayos a cortante y punzonamiento sobre un puente antiguo de hormigón armado en la carretera BV-2249 de Gelida*

- **Antonio Marí Bernat**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Universitat Politècnica de Catalunya. Catedrático.  
[antonio.mari@upc.edu](mailto:antonio.mari@upc.edu)
- **Valentín Aceña Ramos**  
Ingeniero de Caminos. Diputación de Barcelona. Jefe Oficina Técnica Planificación Infraestructuras.  
[ot.planifac@ diba.cat](mailto:ot.planifac@ diba.cat)
- **Pablo Gonzalo Fernández Sánchez**  
Ingeniero de Caminos. Universitat Politècnica de Catalunya. Doctorando.  
[pablo.gonzalo.fernandez@upc.edu](mailto:pablo.gonzalo.fernandez@upc.edu)
- **Eva Oller Ibars**  
Dr. Ingeniera de Caminos. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesora Agregada.  
[eva.oller@upc](mailto:eva.oller@upc)
- **Noemí Duarte Gomez.**  
ITOP. Master en Ingeniería Estructural. Universitat Politècnica de Catalunya. Investigadora UPC. Doctoranda.  
[noemi.duarte@upc.edu](mailto:noemi.duarte@upc.edu)
- **Tomas García Vicente**  
ITOP. Ingeniero de Organización Industrial. Universitat Politècnica de Catalunya. Director Lab. Tecnología Estructuras y Materiales.  
[tomas.garcia@upc.edu](mailto:tomas.garcia@upc.edu)

#### PALABRAS CLAVE:

Puente, ensayos, hormigón armado, armaduras lisas, barras levantadas, cortante, punzonamiento, resistencia.

#### RESUMEN

El actual puente sobre el río Anoia, en la carretera BV-2249 de Gelida a Sant Llorenç d'Hortons (Barcelona), construido en 1929, está siendo rehabilitado para su adecuación geométrica y para que sea resistente al tráfico actual. Su tablero, que será sustituido por uno nuevo, consiste en 11 vanos isostáticos de luces entre 10 y 10.5 m, constituidos por una viga en "pi" de hormigón armado, de 5m de anchura, 1.08 m de canto, dos almas de 0.36 m de espesor con una separación libre de 1.84 m y una losa superior de 0.16 m de espesor medio. La armadura está constituida por barras lisas, existiendo barras longitudinales levantadas 45° y armadura vertical para resistir el cortante. La Diputación de Barcelona, propietaria de la infraestructura, está interesada en conocer la capacidad resistente del tablero, a fin de disponer de una referencia para otros puentes antiguos similares, construidos con técnicas y materiales muy diferentes a los actuales. A tal fin, en la UPC se está llevando a cabo una investigación teórica y experimental sobre partes del tablero, extraídas mediante corte, del máximo tamaño posible para su manipulación en el laboratorio. Se ha caracterizado la geometría y armado de las piezas, las características mecánicas del hormigón y de las armaduras y la adherencia entre ambos. Se ha iniciado una campaña experimental de ensayos a cortante de vigas en T y de punzonamiento de la losa entre almas, obteniendo las curvas carga-desplazamiento, deformaciones en las armaduras y en el hormigón. Previamente se han realizado predicciones de los resultados experimentales mediante formulaciones normativas, simulaciones numéricas y analíticas mediante el modelo CCCM, adaptado al caso de armaduras inclinadas. Los resultados de los ensayos servirán para conocer el comportamiento y resistencia de este tipo de estructuras, así como para validar los modelos teóricos.



Figura 1. Vista general del puente estudiado.



Figura 2. Vista inferior de la pieza 1 al final del ensayo.

## Estudio de la seguridad estructural de la iglesia de San Prudencio en Talavera de la Reina

- **Javier León**  
Dr. Ing. de Caminos. FHECOR Ingenieros Consultores. Director Técnico.  
[jlg@fhecor.es](mailto:jlg@fhecor.es)
- **Leonardo Todisco**  
Dr. Ing. de Caminos. Universidad Politécnica de Madrid.  
[leonardo.todisco@upm.es](mailto:leonardo.todisco@upm.es)

#### PALABRAS CLAVE:

Estructuras existentes, vulnerabilidad, fábrica, relleno, equilibrio, funicularidad, línea de empujes, arco, bóveda.



Figura 1. Instantánea de Clifford de 1864.



Figura 2. Fisura arco fajón.

## RESUMEN

En este artículo se presentan las diferentes fases que han caracterizado el estudio de seguridad estructural de la iglesia de San Prudencio, ubicada en el casco histórico de Talavera de la Reina. En primer lugar, se ha tratado de reconstruir la historia constructiva y clínica de la iglesia para comprender los fenómenos, evaluar su trascendencia y proponer terapias adecuadas. A continuación, tras haber adquirido la geometría exacta de la iglesia mediante el empleo de drones, se han desarrollado unos análisis estructurales para evaluar la seguridad de los elementos estructurales con mayor riesgo. Los análisis han tenido en cuenta, de entrada, la situación actual, pero se ha ido más allá, analizando los umbrales de daño que, caso de superarse, harían que los respectivos componentes entrasen en la zona de riesgo de colapso. Concretamente, cabe destacar el caso de la bóveda de la nave central, que sólo presentaba fisuras (típicas en este tipo de estructuras) y claramente visibles en el enlucido en el intradós en clave, así como algunas pérdidas de forma. Tras un análisis geométrico se descubrió que se trataba de una bóveda de cañón formada por dos roscas de rasilla con una esbeltez de 104. Cabe añadir que un arco de medio punto exento, para ser estable frente a su propio peso, tiene que tener una esbeltez inferior a 20. Aquí la esbeltez era cinco veces superior a este valor, si bien había unas exiguas lengüetas dispuestas a intervalos variables entre ellas, y con un relleno blando e incompetente entre ellas. La capacidad de la bóveda para resistir desplazamientos impuestos era prácticamente nula. Basándose en recientes investigaciones llevadas a cabo en la UPM, se decidió actuar inmediatamente incrementando el número de lengüetas y recreciendo las existentes hasta alcanzar una cota ideal.

## *Estudio experimental sobre el efecto de la forma de la sección en el confinamiento de pilares de hormigón con FRP*

- **José Pedro Gutiérrez Jiménez**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Instituto Eduardo Torroja, CSIC. Profesor de Investigación.  
[jpgutierrez@ietcc.csic.es](mailto:jpgutierrez@ietcc.csic.es)
- **Sonia Martínez De Mingo**  
Dr. Arquitecto. Instituto Eduardo Torroja, CSIC. Titulado Superior.  
[soniamdm@ietcc.csic.es](mailto:soniamdm@ietcc.csic.es)
- **Viviana Jacqueline Castro Quispe**  
Ingeniero Civil. Instituto Eduardo Torroja, CSIC. Contrato FPI.  
[viviana.castro@ietcc.csic.es](mailto:viviana.castro@ietcc.csic.es)
- **Luis Echevarría Giménez**  
Ingeniero de Caminos. Instituto Eduardo Torroja, CSIC. Titulado Superior.  
[l.echevarria@ietcc.csic.es](mailto:l.echevarria@ietcc.csic.es)
- **Ana De Diego Villalón**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Instituto Eduardo Torroja, CSIC. Titulado Superior.  
[adediego@ietcc.csic.es](mailto:adediego@ietcc.csic.es)

## PALABRAS CLAVE:

Refuerzo, pilar, FRP, confinamiento, ensayos.

## RESUMEN

El refuerzo de estructuras de hormigón es el campo de la construcción donde más rápidamente y con mayor éxito se están aplicando los materiales compuestos FRP (polímeros reforzados con fibras). Una de las aplicaciones más difundidas es el refuerzo mediante confinamiento de pilares de hormigón armado.

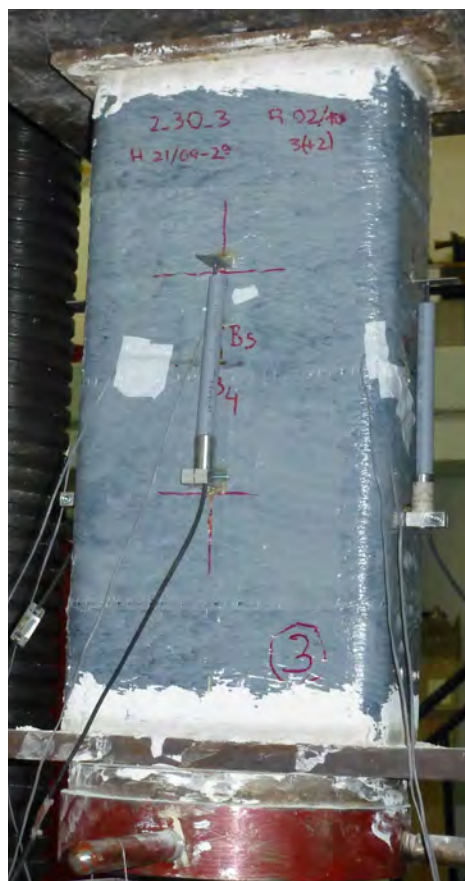


Figura 1. Disposición general del ensayo.

Numerosos estudios experimentales han mostrado que el confinamiento con FRP incrementa la resistencia y ductilidad del hormigón. Se han propuesto también diversos modelos

teóricos, que se han ido incorporando en las recomendaciones de cálculo publicadas. Para el cálculo de los refuerzos en pilares de sección rectangular suelen emplearse los modelos desarrollados para sección circular incluyendo coeficientes reductores por el efecto de la forma de la sección. El coeficiente de forma más aceptado es el basado en el efecto arco, utilizado en el confinamiento con acero, pero algunos autores proponen coeficientes de forma más reducidos para el confinamiento con FRP.

En este trabajo se presentan los resultados de un programa experimental realizado con el fin de investigar el efecto de la forma de la sección en el confinamiento con FRP. Se han ensayado probetas de 600 mm de altura con sección cuadrada y rectangular con relación entre lados b/d igual a 1.5 y 2 reforzadas con diferentes cuantías de FRP. La eficacia del confinamiento disminuye al incrementarse la relación entre lados de la sección, y la deformación última efectiva del refuerzo es bastante inferior a la obtenida en ensayos de tracción del material FRP, siendo éste un aspecto clave sobre el que aún no se ha alcanzado un consenso en las guías de cálculo publicadas.

Los autores agradecen la financiación del proyecto BIA 2016-80310-P y la ayuda FPI BES-2017-080647 por parte de AEI y FEDER, así como la colaboración en la investigación de las empresas BETAZUL y SIKA.

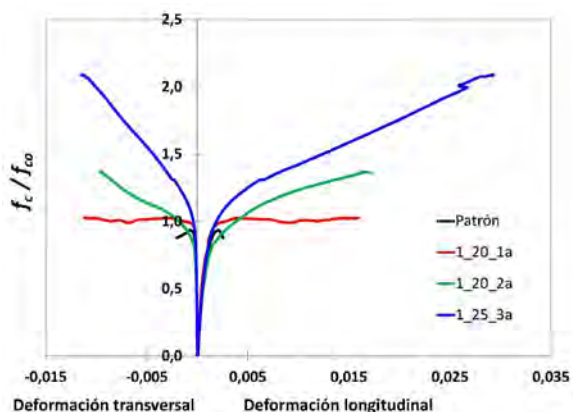


Figura 2. Respuesta tensión-deformación en ensayos de probetas de sección cuadrada.

## Evaluación y refuerzo sísmico de estructuras de paneles prefabricados mediante análisis pushover

- Alexander Kagermanov  
Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos. Universidad Ciencias Aplicadas, Rapperswil. Investigador.  
[alexander.kagermanov@hsr.ch](mailto:alexander.kagermanov@hsr.ch)

### KEYWORDS:

Precast panel structures, seismic assessment, retrofitting, pushover.

### ABSTRACT

The paper presents some results from nonlinear pushover analysis used to assess the seismic performance of precast panel structures according to ASCE-41-13. Critical aspects

related to modelling in-plane panel failure, connections and interaction between elements are discussed based on past projects in Israel. Finally, examples of seismic retrofitting adopted for enhancing displacement capacity and energy dissipation using FRP, steel connectors and in-situ concrete topping are presented.



Figure 1. Typical precast panel buildings in Israel.

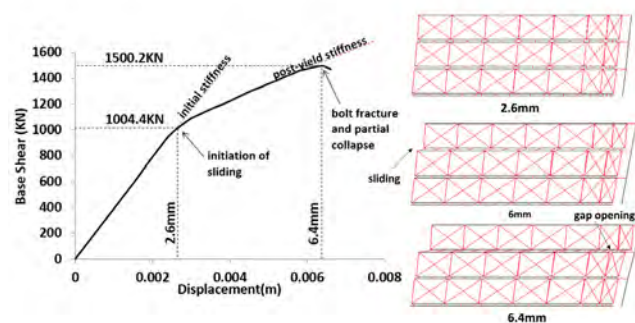


Figure 2. Lateral force-displacement response for a 2D model and displaced shapes at different levels.

## Evaluation of Surface Applied Corrosion Inhibitor Performance on Reinforced Concrete Structures

- Engin Cueneyt Seyhan  
Structural Engineer, Ph.D. Master Builders Solutions, Germany. Regional Application Manager, Europe.  
[engin.seyhan@mbcc-group.com](mailto:engin.seyhan@mbcc-group.com)
- Gino Ebell  
Chemist, M.Sc. BAM Federal Institute for Materials Research and Testing, Germany. Corrosion Scientist.  
[gino.ebell@bam.de](mailto:gino.ebell@bam.de)
- Diana Martín Jiménez  
Chemist. Master Builders Solutions, Spain. Senior Technical Service, Iberia.  
[diana.martin@mbcc-group.com](mailto:diana.martin@mbcc-group.com)



- **Guillermo Sánchez Álvarez**  
Chemist. Master Builders Solutions, Spain. Technical Key Account Manager, Iberia.  
[guillermo.sanchez@mbcc-group.com](mailto:guillermo.sanchez@mbcc-group.com)
- **Javier Suárez Chávez**  
Mining Technical Engineer. Master Builders Solutions, Spain. Segment Manager, Iberia.  
[javier.suarez@mbcc-group.com](mailto:javier.suarez@mbcc-group.com)

**KEY WORDS:**

Corrosion, inhibitor, concrete, steel, reinforcement, protection.

**ABSTRACT**

Surface applied corrosion inhibitors (SACI) are widely used to mitigate corrosion process of steel reinforcement in concrete. But they remain controversial as to their effectiveness and the ability to compare materials from different manufacturers and technologies. They are applied onto the surface of hardened concrete and penetrate towards steel reinforcement. This paper discusses the corrosion inhibition performances of dual-phase surface applied corrosion inhibitor and the efficiency of the corrosion inhibitor is assessed by selected testing procedures in BAM laboratories.

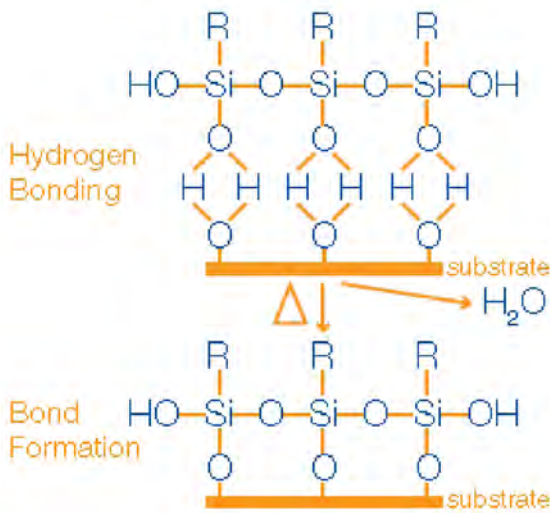


Figure 1. Reaction of alkyl alkoxy silane with water (hydrolysis) to produce silanol and alcohol followed by condensation and bonding to the pores of the concrete substrate.

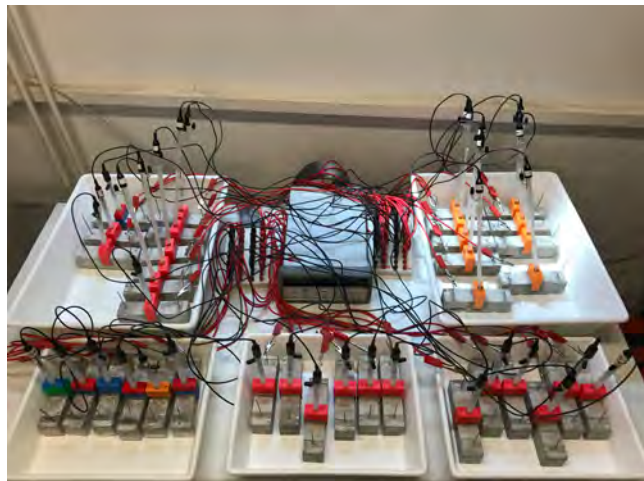


Figure 2. Exemplary experimental setup using saddle cells.

## Experiencias recientes en inspección y patologías de puentes

- **Sergio Couto Wörner**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director General.  
[scouto@k2ingenieria.es](mailto:scouto@k2ingenieria.es)
- **Ricardo Rico Rubio**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director de Ingeniería.  
[rrico@k2ingenieria.es](mailto:rrico@k2ingenieria.es)
- **Jorge Cascales Fernández**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director Técnico.  
[jcascales@k2ingenieria.es](mailto:jcascales@k2ingenieria.es)
- **Pablo Grandío Noche**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Ingeniero de Proyectos  
[pgrandio@k2ingenieria.es](mailto:pgrandio@k2ingenieria.es)

**PALABRAS CLAVE:**

Inspección, patologías, refuerzo, apoyos, reptación, fisuración.

**RESUMEN**

Se muestran diferentes casos de patologías encontradas y refuerzos realizados en distintos trabajos ejecutados en los últimos años.

El viaducto sobre el río Deva, en Ourense, es una celosía metálica construida en su día por empuje de luz 120 metros. Tras la inspección se detectaron graves daños en los apoyos de estribos y pilas, así como en parte de la estructura metálica, por lo que fue necesario proyectar una reparación integral.



Figura 1. Apoyo dañado Río Deva.

El viaducto de A Mó, en el Corredor del Morrazo (Pontevedra), es un puente de vigas artesas prefabricadas y pilas de gran altura. Tras una inspección de este se detectó que gran parte de los apoyos habían reptado, por lo que se tuvo que gatear el puente y sustituirlos. El escaso espacio

entre cabeza de pila y vigas hizo necesario proyectar el gateo de manera especial, así como los apoyos a disponer y los sistemas antirreptación diseñados.

El viaducto de Ontón, en la A-8 (frontera entre Cantabria y Vizcaya) es un viaducto construido por voladizos sucesivos de luz 120 metros con los apoyos de estribos seriamente dañados. El diseño del estribo hacía muy difícil el gateo, a la vez que no se podía cortar el tráfico por la importancia de la vía.



Figura 2. Sistema antirreptación Viaducto A Mó.

## Intervención en el puente de fábrica en la ría de Deba

- **Javier León González**  
Dr. Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Director Técnico.  
[jl@fhedor.es](mailto:jl@fhedor.es)
- **Iñaki Jaime Azpiaz**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. INJELAN, S.L. Ingeniero de Proyecto.  
[ija@injelan.com](mailto:ija@injelan.com)
- **Francisco Prieto Aguilera**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Departamento Obra Civil.  
[fpa@fhedor.es](mailto:fpa@fhedor.es)
- **Isabel Lorenzo Pérez**  
Ingeniera Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Ingeniero de Proyecto.  
[ilp@fhedor.es](mailto:ilp@fhedor.es)

### PALABRAS CLAVE:

Deba, caliza, teredo, broma, pilote, madera, bóveda.

### RESUMEN

El puente de fábrica entre Deba y Mutriku se inauguró en 1866. Constaba originalmente de tres bóvedas de fábrica y un tramo metálico levadizo, sustituido en 1955 por una bóveda de hormigón chapada en piedra caliza.

El puente, de fábrica caliza, tiene tres pilas cimentadas en el cauce de la ría, con una cimentación clásica de pilotes coronados por emparrillado y entarimado, todo en madera.

En la madrugada del 5 de julio de 2018 se produjo súbitamente el asentamiento vertical y el giro de eje longitudinal de la pila central, en la que se midió un descenso del orden del

metro. El asiento indujo daños a todo el puente, principalmente a las bóvedas 2 y 3, afectadas por desplazamientos, torsiones, pérdida de piezas y agrietamientos.

Se ha podido comprobar que el fallo de la cimentación se ha producido por el ataque de un xilófago, *teredo navalis* o *broma*, que ha afectado a la parte superior de los pilotes.

Se han realizado unas primeras actuaciones en fase de emergencia, con el objetivo de estabilizar la estructura evitando su desplome. Estas intervenciones han comprendido el recalce de las pilas 1 y 3, la colocación de una autocimbra apoyada sobre ellas, y la disposición de una serie de cuelgues que recogen unos paños o vigas metálicas transversales colocadas bajo las bóvedas afectadas. Las barras de cuelgue se han tesado hasta colgarse de la cimbra un peso estimado en el 70% del peso de los vanos 2 y 3.

En una fase posterior se prevé devolver el puente a la situación formal en la que se encontraba antes del siniestro, mediante el desmontaje y reconstrucción de los elementos afectados, esto es, pila 2 y bóvedas concurrentes, así como el recalce de las cimentaciones sobre madera.



Figura 1. El puente tras el asiento de julio de 2018, visto desde aguas abajo.



Figura 2. Vista del puente en marzo de 2019 con la estructura de cuelgue colocada.

## Juntas integrales en puentes carreteros

- **Jorge Aparicio García**  
Doctor Ingeniero de Caminos. INGETURARTE SL.  
[jorge.aparicio@ingeturarte.com](mailto:jorge.aparicio@ingeturarte.com)

## PALABRAS CLAVE:

Juntas de calzada, puente integral, patente.

## RESUMEN

En la siguiente comunicación se presenta la metodología de desarrollo de una nueva tipología de junta para puentes y viaductos. La nueva tecnología en fase conceptual tiene como objetivos:

- Permitir la conducción continua.
- Aumentar la vida útil frente a las convencionales.
- Generalizar la solución de junta carretera.
- Minimizar el filtrado de agua sobre intradós de estribos con el consiguiente efecto de evitar el deterioro de elementos de la subestructura.
- Evitar ruidos y vibraciones.
- Ahorro de costes de conservación, tanto de las propias juntas como de los cortes de circulación al aumentar la vida útil.

Se trata de abrir una nueva vía de técnica para la resolución de un problema histórico documentado extensamente en la literatura científica durante décadas.

La metodología presentada abarca los siguientes hitos desarrollados por el autor:

- Plantear el problema a resolver.
- Desarrollo de la patente que protege la propiedad intelectual de la nueva invención.
- Tesis doctoral que presenta la puesta en obra y práctica de la nueva invención.
- Puesta en marcha de la start-up.
- Labor de difusión para la puesta en mercado al servicio de la sociedad del nuevo producto industrial.
- Estado actual.
- Breve descripción de las dificultades encontradas en el camino.

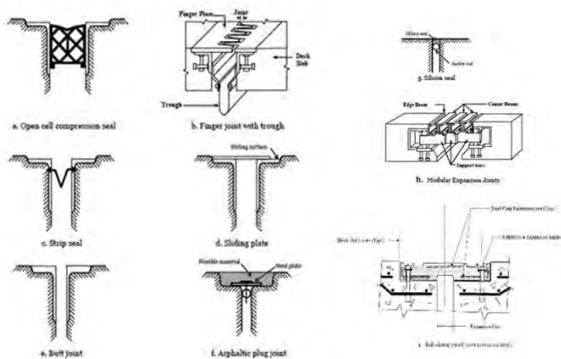


Figura 1. Diversidad de la tipología de juntas de calzada.

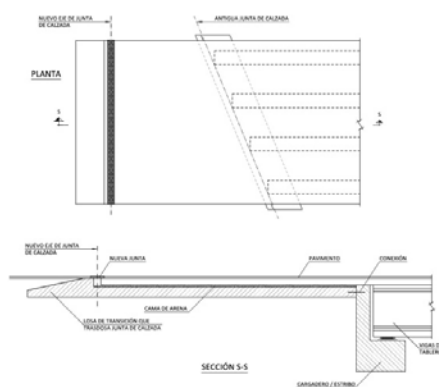


Figura 2. Diseño juntas para evitar esvaje que debería aplicarse por seguridad vial.

## La mejora del puente metálico giratorio de Treto, en Cantabria, con el análisis estructural de sus tramos

### • Felipe Collazos-Arias

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dirección General de Carreteras MFOM/Unican-Giteco. Dpto de Ttes./Profesor Asociado. [fcollazos@fomento.es](mailto:fcollazos@fomento.es)

### • Mariano Villameriel

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Proyectos Villameriel. Director. [proyectos@villameriel.com](mailto:proyectos@villameriel.com)

### • Oscar Ramón Ramos-Gutierrez

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Wsp. Director de Puentes. Vicepresidente. [OscarRamon.Ramos@wsp.com](mailto:OscarRamon.Ramos@wsp.com)

### • David García-Sánchez

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Tecnalia. Ingeniero estructural Área infraestructuras. [david.garciasanchez@tecnalia.com](mailto:david.garciasanchez@tecnalia.com)

### • Miguel Ángel Delgado-Nuñez

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Tecyrsa. Director Técnico. [mdelgado@tecyrsa.com](mailto:mdelgado@tecyrsa.com)

### • Miguel Lavín-García

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Hispánica Prevención. Coordinador de Seguridad y Salud. [mlavin@hispanicaprevencion.com](mailto:mlavin@hispanicaprevencion.com)

## PALABRAS CLAVE:

Rehabilitación, puente giratorio, patrimonio, reparación, refuerzo, esfuerzos.

## RESUMEN

Se presenta en esta ponencia el puente sobre el estuario del río Asón en Treto, que se encuentra en la carretera N-634, en el norte de España, y ha sido continuamente inspeccionado y estudiado en los últimos años debido a su mal estado general y su importancia dentro de la red de transporte regional. Este puente presentaba deficiencias significativas y el nivel de condición estructural era crítico previamente a su intervención en 2015. El proyecto de rehabilitación incluyó la restauración del nivel de seguridad estructural y funcional de la estructura después de que se realizaran estudios y pruebas de materiales. Otro aspecto remarcable fue la nueva actualización de la estructura de los códigos estándar antiguos (Siglo XIX) a los nuevos (Siglo XXI, marco legal de la IAP 98 y análisis según la IAP 11). La presente comunicación se centra en el análisis destinado a determinar el nivel de esfuerzos en los elementos del puente. Con las debidas conclusiones referentes al forjado, y, entre otras unidades, a la unión entre la viga transversal y el montante que se presenta como el punto más comprometido del puente.

Este artículo analiza la experiencia reciente en la rehabilitación y modernización de un puente de acero singular por su capacidad de giro en uno de los tramos.

La no uniformidad estructural del puente y la heterogeneidad de los materiales condicionaron una rehabilitación claramente diferenciada por la tipología de las unidades y materiales. Esta rehabilitación diferenciada requirió el desarrollo de trabajos muy específicos (andamio móvil con un sistema de encapsulación *ad hoc*) en un ambiente extremadamente valioso

desde el punto de vista ambiental (LIC, ZEPA, Lista Ramsar).

Por último, del análisis completo del puente de Treto se demuestra que se trata de una estructura muy avanzada técnica y tecnológicamente para su época.

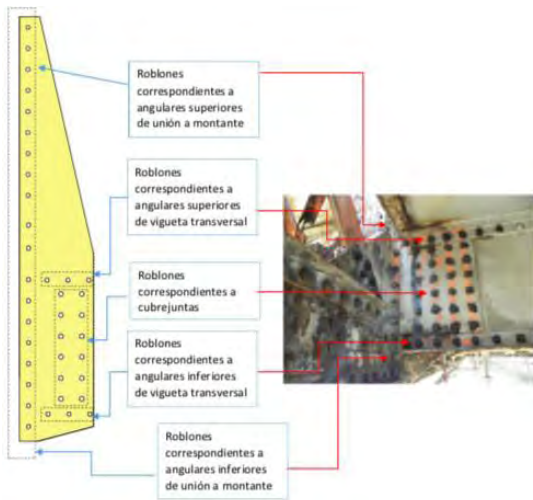


Figura 1. La figura puede disponerse con una anchura similar a la de una columna.

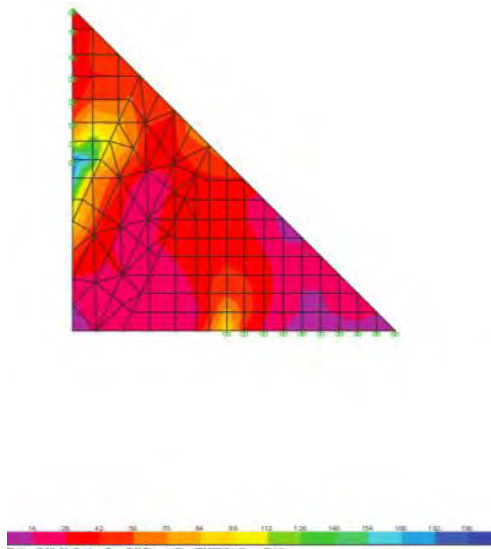


Figura 2. Cartela del nudo.

## Lecciones aprendidas en la reparación de puentes de fábrica: Astiñene y Deba

- **Luis Cosano López-Fando**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Freyssinet S.A.U. Responsable Operaciones Dpto. Reparación.  
[luis\\_c@freysinet-es.com](mailto:luis_c@freysinet-es.com)
- **Txomin Echeveste**  
Ingeniero Civil. Freyssinet S.A.U. Jefe de Obra.  
[txomin\\_e@freysinet-es.com](mailto:txomin_e@freysinet-es.com)
- **Mikel Arraiza Aramendia**  
Arquitecto técnico. Freyssinet S.A.U. Jefe de Obra.  
[mikel\\_a@freysinet-es.com](mailto:mikel_a@freysinet-es.com)
- **Pedro Sancho González**  
Ingeniero Técnico de Obras Públicas. Freyssinet S.A.U. Delegado zona Norte.  
[pedro\\_s@freysinet-es.com](mailto:pedro_s@freysinet-es.com)

- **Pablo Vilchez Motino**  
Ingeniero Industrial. Freyssinet S.A.U. Director Técnico.  
[pablo\\_v@freysinet-es.com](mailto:pablo_v@freysinet-es.com)

### PALABRAS CLAVE:

Rehabilitación, puente, patrimonio, reparación, refuerzo, recalce, atirantamiento.

### RESUMEN

Pese a que, en general, los puentes de piedra son muy resistentes y duraderos, también es cierto que tienden a fallar, de forma ruinoso en no pocas ocasiones, cuando su ubicación se encuentra en terrenos donde el sustrato competente se localiza a profundidades importantes, bien por defectos de concepción, capacidad técnica en la época de construcción y/o incrementos de solicitaciones. El desplazamiento o giro impuesto por el fallo de una cimentación en una estructura tan rígida provoca, al intentar acomodarse a la nueva geometría, la formación de rótulas mediante la aparición de fisuras, grietas y pérdida de piezas en cualquiera de sus elementos (pilas, bóvedas y tímpanos). La ausencia de respuestas resistentes de tracción y la conversión de la bóveda en un mecanismo por exceso de rótulas pueden llevar a la estructura a la ruina, pues el derrumbe de un vano ocasiona generalmente un fallo en cadena del resto cuando las pilas pasan a un estado no compensado de empujes horizontales.

Presentaremos, desde la visión del contratista especializado, dos experiencias recientes de reparación y refuerzo realizadas con carácter de urgencia en puentes de piedra en Guipúzcoa, tras asentar súbitamente.

En el puente de Astiñene, San Sebastián, realizamos un atirantamiento con barras de alto límite elástico para asumir los esfuerzos horizontales introducidos en las bóvedas por el peso de la maquinaria de micropilotaje con la que se efectuaba el recalce de las cimentaciones de las pilas, ejecutado desde el tablero con un sistema novedoso (Sonic Drilling).

El puente viejo de Deba supuso un importante reto técnico al tener que lanzarse, en un espacio muy reducido, una estructura auxiliar (Figura 1 & 2) de la que apear dos vanos afectados por el hundimiento de una pila, mediante elementos tensores que sostuvieran inferiormente los arcos, requiriéndose para ello el recalce previo de las cimentaciones.



Figura 1. Vista del puente en fase de lanzamiento de cimbra.

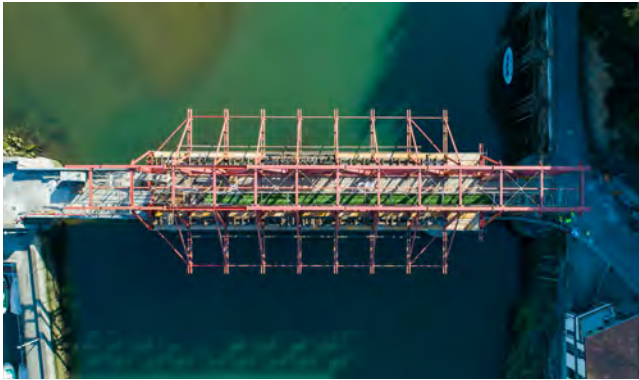


Figura 2. Cimbra con vanos colgados.

## Modelización numérica de vigas de hormigón armado reforzadas externamente a cortante mediante aleaciones con memoria de forma en base hierro

- **Joaquín Guillermo Ruiz Pinilla**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Universidad de las Islas Baleares. Profesor Ayudante.  
[joaquin.ruiz@uib.es](mailto:joaquin.ruiz@uib.es)
- **Luis Alberto Montoya Coronado**  
Dr. Ingeniero Civil. Universidad de las Islas Baleares. Investigador Post-Doctoral.  
[luis.montoya@uib.es](mailto:luis.montoya@uib.es)
- **Carlos Rodrigo Ribas Gonzalez**  
Dr. Arquitecto. Universidad de las Islas Baleares. Profesor Contratado Doctor.  
[carlos.ribas@uib.es](mailto:carlos.ribas@uib.es)
- **Antoni Cladera Bohigas**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Universidad de las Islas Baleares. Catedrático.  
[antoni.cladera@uib.es](mailto:antoni.cladera@uib.es)

### PALABRAS CLAVE:

Modelo numérico, aleaciones con memoria de forma, refuerzo, hormigón armado, vigas, cortante.

### RESUMEN

Dado el envejecimiento de las infraestructuras, en las últimas décadas se están llevando a cabo muchas investigaciones sobre el refuerzo de estructuras existentes con el objetivo de incrementar el conocimiento sobre diferentes técnicas de refuerzo y su viabilidad de aplicación sobre diferentes elementos estructurales; de tal modo que pueda dotarse a las estructuras de un incremento de seguridad y de vida útil sin necesidad de ser demolidas y reconstruidas.

La aleación con memoria de forma en base hierro (Fe-SMA) es un material novedoso que cada vez se está utilizando más en el campo de refuerzo de estructuras, y esto se debe no solo a sus interesantes características mecánicas, sino a una propiedad particular del material, que es su capacidad de recuperación de forma. Si el material se somete a un pre-estiramiento incrementando su longitud, éste puede recuperar su forma sencillamente mediante la aplicación de calor. El atractivo de esta característica para su aplicación como refuerzo de estructuras se debe a que la recuperación de forma puede generar tensiones de confinamiento y/o pre-

tensado sobre el elemento en el que se instala, siendo así una técnica de refuerzo activo.

Para la evaluación del comportamiento de este material como técnica de refuerzo externo de vigas frente a esfuerzo cortante, se ha realizado un análisis numérico mediante elementos finitos basado en dos campañas experimentales: una campaña de vigas rectangulares a escala reducida, y otra de vigas con sección en T a escala real. En estos modelos ha sido de gran importancia la implementación de una nueva ley constitutiva que reflejara el comportamiento de las aleaciones. Los resultados muestran que esta técnica puede incrementar no solo la resistencia a cortante de las vigas sino también su ductilidad, cambiando además los modos de fallo y el patrón de fisuras respecto a las vigas de referencia.



Figura 1. Colocación del refuerzo en las vigas rectangulares.



Figura 2. Refuerzo en U colocado en el alma de las vigas de sección en T, anclado mediante dos anclajes mecánicos.

## Nueva metodología para la delimitación de las zonas a reparar de un hormigón afectado por corrosión

- **Servando Chinchón Payá**  
PhD Chemist. Instituto Eduardo Torroja Ciencias de la Construcción (IETcc-CSIC).
- **Javier Sánchez Montero**  
PhD Eng. Chemist. Instituto Eduardo Torroja Ciencias de la Construcción (IETcc-CSIC).

- **Luis M<sup>a</sup> Ortega Basagoiti**  
Civil Eng. Retineo Ingeniería.
- **Jesús García Mateos**  
Tech. Civil Eng. Retineo Ingeniería.
- **Nuria Rebolledo Ramos**  
Chemical Engineer. Instituto Eduardo Torroja Ciencias de la Construcción (IETcc-CSIC).
- **Julio Emilio Torres Martín**  
PhD Eng. Material. Instituto Eduardo Torroja Ciencias de la Construcción (IETcc-CSIC).
- **Jaime Peribáñez Sebastián**  
Civil Eng. Retineo Ingeniería.

## RESUMEN

Este artículo describe el uso en obra de un equipo portátil de fluorescencia de rayos X (FRX) para la cuantificación en obra de cloruros en muestras de hormigón extraídas de una estructura afectada por corrosión. Su aplicación permite delimitar con un criterio más adecuado las zonas a reparar, extendiendo la intervención a zonas adyacentes a las claramente dañadas, aparentemente sanas, pero en las que la concentración de cloruros en el hormigón supera el límite propuesto por la EHE.

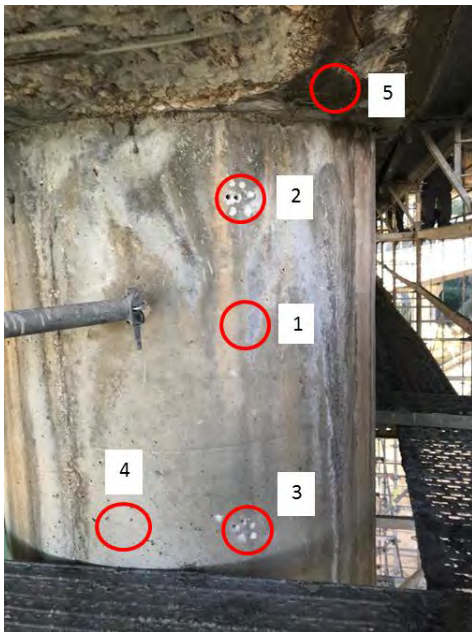


Figura 1. Fuste con puntos donde se llevaron a cabo los análisis.  
Elemento A.



Figura 2. Dintel con puntos donde se llevaron a cabo los análisis.  
Elemento B.

## Obra de emergencia en Puente Villarente (León)

- **Javier León González**  
Dr. Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Director Técnico.  
[jl@fhcor.es](mailto:jl@fhcor.es)
- **Cristina Sanz Manzanedo**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Directora de Departamento de Obra Civil.  
[cs@fhcor.es](mailto:cs@fhcor.es)
- **Antonio Romero Ballesteros**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. Jefe de Proyecto.  
[arb@fhcor.es](mailto:arb@fhcor.es)
- **Adolfo Güell Cancela**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ministerio de Fomento. Unidad de Carreteras de León.  
[afguell@fomento.es](mailto:afguell@fomento.es)
- **Álvaro Amieva De Miguel**  
Ingeniero Técnico de Obras Públicas. Ministerio de Fomento. Unidad de Carreteras de León.  
[aamieva@fomento.es](mailto:aamieva@fomento.es)

## PALABRAS CLAVE:

Obra de fábrica, pretiles, losas prefabricadas, recalce.

## RESUMEN

El puente sobre el río Porma, situado en Puente Villarente es un hito del Camino de Santiago y uno de los más antiguos del territorio leonés. De origen al menos medieval, experimentó transformaciones posteriores debido a las diferentes crecidas del río, con rotura de varios elementos, arcos y pilas.

El puente, de planta con curva y contra-curva, está formado por dieciséis vanos de luces entre 12.61 y 21.20m. Las pilas, de fábrica de piedra con tajamares, alcanzan una altura máxima de 8m. Los estribos son cerrados y también de fábrica de piedra.

Ensanchado en el s. XX con hormigón armado, su anchura total es de 8m, con dos carriles de 3m cada uno y aceras de 1m, sin arcén.

En mayo de 2018 se produjo un accidente sobre el vano 10 al perder el control un vehículo pesado que conllevó la rotura de una gran longitud del pretil-barandilla. El grave riesgo que supone el cruce de vehículos en una calzada estrecha sin arcones condujo, en agosto de 2018, a una solicitud de emergencia a fin de reparar la situación de grave riesgo existente.

Para cumplir los requisitos de la OC-35/2014 sobre sistemas de contención, fue preciso diseñar un elemento de anclaje del pretil sobre la estructura existente. Debido a la necesidad de minimizar los días en que el puente podía estar cortado al tráfico, sobre todo en la franja diurna, se ha empleado un sistema mediante losas prefabricadas siendo preciso el hormigonado in situ únicamente de las llaves entre los diferentes elementos. Se trata de una actuación reversible.

Adicionalmente, tras una inspección, se han llevado a cabo reparaciones en el hormigón de la citada ampliación y en las fábricas, así como un recalce de la cimentación de la pila-estribo junto al río al haberse observado un giro significativo.



Figura 1. Sillar descolgado en intradós de bóveda.

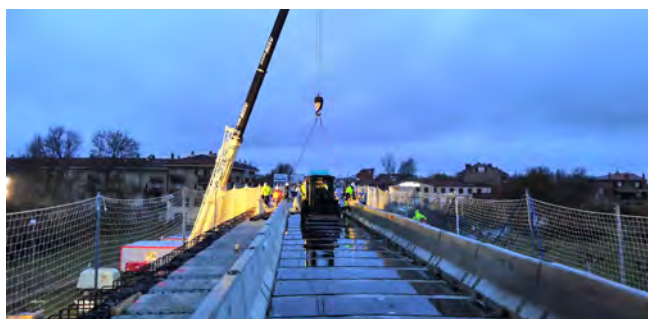


Figura 2. Colocación de módulo de losa prefabricada.

## Obras de emergencia derivadas de inspecciones especiales

- **Javier León González**  
Dr. Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Director Técnico.  
[jl@fhacor.es](mailto:jl@fhacor.es)
- **Francisco Prieto Aguilera**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Departamento Obra Civil.  
[fpa@fhacor.es](mailto:fpa@fhacor.es)
- **Cristina Sanz Manzanedo**  
Ingeniera Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Jefa de Departamento Obra Civil.  
[cs@fhacor.es](mailto:cs@fhacor.es)
- **Alberto Martín Galán**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Proyecto Obra Civil.  
[amg@fhacor.es](mailto:amg@fhacor.es)
- **Antonio Ortega Montoro**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. Ministerio de Fomento.  
[aeortega@fomento.es](mailto:aeortega@fomento.es)
- **Enrique Arredondo Estévez**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. Ministerio de Fomento.  
[earredondo@fomento.es](mailto:earredondo@fomento.es)

### PALABRAS CLAVE:

emergencia, puente, reparación, 11º Itinerario, A-1, Hocecillas, Linares.

### RESUMEN

Entre 2014 y 2018 la UTE INTEMAC-FHECOR ha desarrollado para el Ministerio de Fomento un conjunto de inspecciones especiales y proyectos de reparación sobre estructuras selec-

cionadas del 11º Itinerario Zona Sur, detectando daños de gran relevancia en los dos pasos superiores de la A-1 sobre la M-40, los viaductos de Hocecillas I y II en la A-1 y en el puente de Linares-Baeza, lo que motivó su reparación mediante la declaración de obras de emergencia.

Los pasos superiores de la A-1, constituidos por una losa pretensada de 3 vanos y 66 m de longitud, presentaban un grave ataque por árido-álcali en los estribos y el tablero, lo que produjo una drástica reducción de resistencia del hormigón y deformaciones muy significativas. Frente a soluciones agresivas como demoler o disponer puntales intermedios, se planteó una solución conservadora mediante una capa de hormigón sobre la losa existente y una impermeabilización con poliurea para evitar la entrada de agua, desencadenante de los ataques, lo que aumentaría la capacidad resistente del tablero y evitaría la progresión del daño.

Los viaductos de Hocecillas I y II presentaban graves problemas de estabilidad y asentos en los rellenos de los estribos de suelo reforzado por falta de drenaje e infiltraciones de agua. Las reparaciones consistieron en una actuación conservadora mediante una losa impermeabilizada también con poliurea a modo de tapadera sobre los rellenos de suelo reforzado que, combinado con importantes mejoras del drenaje colindante, atajaba el foco de entrada de agua.

En el caso del magnífico puente metálico en vientre de pez cercano a la estación de Linares-Baeza se detectó la rotura de sillares en el estribo 2 bajo el apoyo de la jácena derecha. Mostró una evolución muy significativa y alarmante que hizo necesaria la puesta a punto de los apoyos así como la reparación de los sillares dañados.



Figura 1. Losas sobre el tablero de los pasos superiores de la A-1 sobre la M-40.



Figura 2. 2 Losas tapadera sobre los rellenos de suelo reforzado en los viaductos de Hocecillas I y II.

## Patologías de levantamiento de vanos extremos en tableros continuos de luces descompensadas por rotura de anclajes. Puente de los Vados (A-92G)

- **Alejandro Castillo Linares**  
Ingeniero de Caminos, C. y P. ACL Diseño y Cálculo de Estructuras S.L. Director Gerente.  
[acastillo@acl-estructuras.com](mailto:acastillo@acl-estructuras.com)
- **Guillermo Montero Poyatos**  
Ingeniero de Caminos, C. y P. ACL Diseño y Cálculo de Estructuras S.L. Director de proyectos.  
[gmontero@acl-estructuras.com](mailto:gmontero@acl-estructuras.com)
- **Francisco Javier Sierra Carrillo de Albornoz**  
Ingeniero de Caminos, C. y P. Consej. de Fomento y Vivienda Junta de Andalucía. Jefe de Servicio de Carreteras de Granada.  
[franciscoj.sierra@juntadeandalucia.es](mailto:franciscoj.sierra@juntadeandalucia.es)

### PALABRAS CLAVE:

Puentes, anclajes, patologías, reparación, descompensación, accidentes, inspección, conservación, mantenimiento.

### RESUMEN

En puentes de tablero continuo debe tenerse en cuenta que la disposición de vanos extremos de luces muy inferiores a los adyacentes suele obligar a adoptar disposiciones especiales que eviten el levantamiento de los apoyos extremos. En estos casos se suele recurrir a disponer anclajes verticales permanentes del tablero al estribo, en general (aunque no siempre) mediante pretensado en forma de barras o cables.

Estos elementos presentan graves inconvenientes de inspección y conservación, ya que se sitúan en zonas poco accesibles, incluso atravesando los aparatos de apoyo de la estructura, por lo que pueden quedar hasta totalmente fuera de la vista.

Estos sistemas de conexión vertical están sometidos no sólo a fuerzas de tracción sino también a movimientos relativos en el sentido longitudinal del puente que obliga a la disposición de holguras y longitudes libres sin inyección con morteros las vainas, perjudicando la durabilidad de estos elementos.

En este contexto, pueden producirse roturas, cuya consecuencia sea el levantamiento súbito de los vanos extremos, apareciendo un escalón en la calzada que pueda provocar accidentes muy graves.

En esta comunicación analizaremos las causas de estas patologías y daremos claves para un diseño seguro y accesible de los elementos verticales de anclaje.

Para ello se tomará como ejemplo la resolución de la patología acontecida en el estribo del Puente de Los Vados, situado en la Autovía A-92G, en Santa Fe (Granada). Este puente, ejecutado en 1978, salva el río Genil, constando de tres vanos de 25+74+25 m continuos y de canto variable.

Como novedad, los nuevos taladros para resolver la patología se ejecutaron en tablero y estribo dotados de rugosidad artificial mediante la aplicación de técnicas de hidrodemolición en las paredes, favoreciendo la adherencia de las barras pretensadas de sustitución.



Figura 1. Escalón aparecido en la calzada por levantamiento del vano extremo del Puente de Los Vados (Granada).

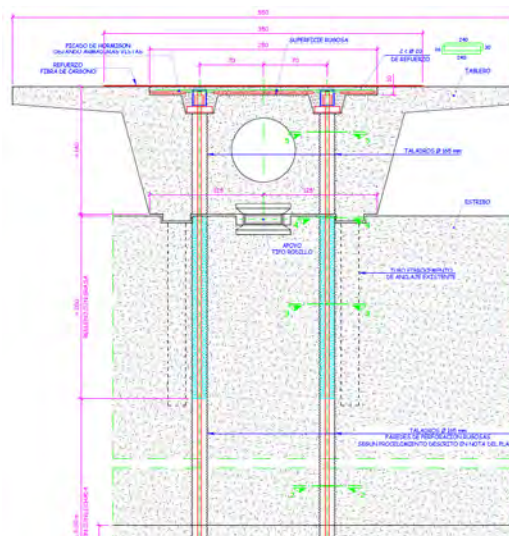


Figura 2. Sección esquemática con nuevos anclajes de tablero a estribo.

## Recalce del puente de fábrica de Astiñene en San Sebastián

- **Javier León González**  
Dr. Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Director Técnico.  
[jlg@fhcor.es](mailto:jlg@fhcor.es)
- **Julio Sánchez Delgado**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Director Técnico.  
[jsd@fhcor.es](mailto:jsd@fhcor.es)
- **Juan Antonio Cea**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. CSG. Asesor geotécnico.  
[jacea@csgeo.es](mailto:jacea@csgeo.es)
- **Lola Capdevila González-Navia**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Proyecto Obra Civil.  
[mcdgn@fhcor.es](mailto:mcdgn@fhcor.es)

### PALABRAS CLAVE:

Astiñene, asientos, micropilotes, Urumea, bóveda.

### RESUMEN

El puente de Astiñene o Sarasola, de piedra caliza, moderadamente esviado, tiene 7 bóvedas escarzanas de luces desiguales. Data de 1861.



En agosto de 2017 se detectaron unos asentamientos importantes en una de las pilas del puente, lo que motivó su cierre al tráfico rodado y una intervención de emergencia para recalzar el puente de forma que pudiera dar servicio al transporte público hasta la construcción de uno nuevo, actualmente en ejecución.

Aunque los puentes de piedra exhiben una notable robustez y durabilidad, tiene su punto débil en las cimentaciones cuando éstas no llegan a un estrato competente y pueden sufrir descargas o socavaciones.

La intervención se consideró imprescindible dado el déficit de robustez de los puentes de bóvedas escarznas y pilas esbeltas cuando se producen giros de pila que generan diferencias de empujes entre bóvedas, ya que los giros inducen descensos de clave en bóveda, aumentando los empujes de esa bóveda y disminuyendo los de la contigua. El eventual colapso asociado es catastrófico, porque las pilas no tienen rigidez suficiente como para aceptar el empuje de una sola bóveda si la contigua colapsa y se genera un efecto dominó incontrolable. Además, los descensos, contrariamente a lo que sucede en tramos rectos hiperestáticos, generan aumentos en las reacciones de la pila que asienta.

En este contexto se ha realizado una intervención de recalce de las cimentaciones, con unos micropilotes que han convertido a las pilas actuales en encepados. La actuación ha permitido reabrir el puente al tráfico, dotándole de un nivel de seguridad aceptable durante los años que han de transcurrir hasta la construcción del nuevo puente. Además se han atirantado las bóvedas en sus arranques para que puedan seguir funcionando como triarticuladas pero con los movimientos impedidos en estos puntos.



Figura 1. Alzado de pila afectada por asiento y giro de eje transversal.



Figura 2. Escorzo del puente con asentamientos reflejados en la barandilla.

## Reforma estructural de los cines Ideal y Palafox en Madrid

- **Jorge De Prado Romero**  
Ingeniero Técnico Industrial. IDOM Consulting, Engineering, Architecture. Ingeniero de Proyectos.  
[jdeprado@idom.com](mailto:jdeprado@idom.com)
- **Carlos Castañón Jiménez**  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. IDOM Consulting, Engineering, Architecture. Director de estructuras.  
[ccastanon@idom.com](mailto:ccastanon@idom.com)
- **Hector Ignacio Minder Rodríguez**  
Ingeniero Civil. IDOM Consulting, Engineering, Architecture. Ingeniero de Proyectos.  
[hminder@idom.com](mailto:hminder@idom.com)

### PALABRAS CLAVE:

Rehabilitación, refuerzo estructural, edificio histórico, estructura metálica.

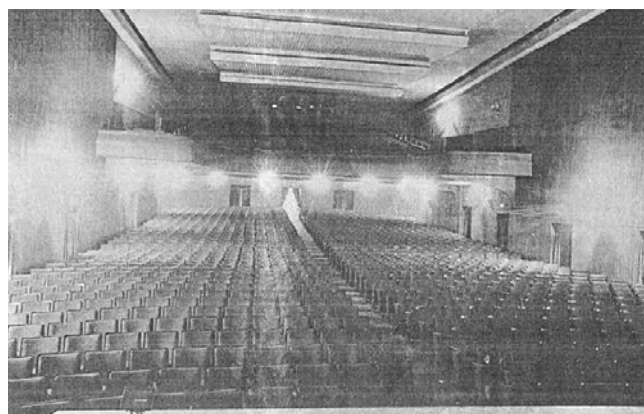


Figura 1. Sala principal original, Cine Ideal.



Figura 2. Cercha en cubierta con refuerzos.

### RESUMEN

Con el fin de aprovechar de mejor manera el espacio disponible y dar un nuevo aire a los tradicionales cines Ideal (1916) y Palafox (1962), implementando las últimas tendencias en los diseños de cines, se ha llevado a cabo una reforma integral de los edificios, con gran intervención sobre sus estructuras, ejecutadas con materiales, normativas y procedimientos constructivos del siglo pasado.

Estructuralmente cada proyecto presenta un gran desafío debido a distintos factores: lo complejo de intervenir una estructura antigua construida con aceros y hormigones de prin-

cupios y mediados del Siglo XX, en distintos estados de conservación; la poca información disponible del proyecto original y la calidad de ésta, así como de las sucesivas modificaciones estructurales llevadas a cabo a lo largo de los años; el cambio de uso y/o de cargas permanentes sobre estructuras existentes; el uso de micropilotes para el recalce de cimentaciones existentes y para nuevas cimentaciones; la realización de pruebas de cargas como instrumento de validación de estructuras existentes, apeos definitivos y temporales de estructuras que han sido desapeadas, entre otros.

Así, en la reforma de los Cines Ideal es de destacar el estudio del proceso constructivo para la estabilización y refuerzo de los arranques de pilares existentes sobre muros de sótano de fábrica de ladrillo.

De especial interés en los Cines Palafox es el diseño y ejecución de los recalces y cimentaciones para el apoyo de la nueva estructura necesaria para la reestructuración interior del edificio.

En este artículo se presenta la experiencia tanto en la etapa de proyecto como durante la construcción, siendo esta última etapa de gran complejidad debido a los constantes hallazgos que se suceden en el proceso de retiro de revestimientos, tabiques y demoliciones parciales, lo que nos lleva a una inminente "ingeniería de obra".

## Refuerzo a sismo de colegios con tipología estructural de bloques prefabricados según construcción soviética de los años 60 en Tbilisi (Georgia)

• Ignacio López Picasso

Ing. Caminos. TPF GETINSA EUROESTUDIOS. Jefe Sección Estructuras Edificación .

[ignacio.lopez@tpfingenieria.com](mailto:ignacio.lopez@tpfingenieria.com)

### PALABRAS CLAVE:

Refuerzo, sismo, colegios, bloques prefabricados, construcción soviética.

### RESUMEN

Bajo un contrato de evaluación estructural de 35 colegios públicos construidos entre los años 40 y 80 en la ciudad de Tbilisi en Georgia y financiado por el CEB, TPF Getinsa Euroestudios debió acometer el proyecto constructivo de rehabilitación y refuerzo estructural a sismo de tres colegios. Debido a que uno de los objetivos del contrato era la creación de unas bases de diseño para la rehabilitación de todo el parque de colegios del país, se escogieron colegios con tipologías estructurales diferentes y más representativas.

Si bien no se puede hablar de tipologías puras, debido a que la gran mayoría de colegios había sufrido reformas y actualizaciones con estructuras de hormigón armado 'in situ' más o menos convencionales, las dos tipologías estructurales más habituales para los bloques más antiguos consisten en, por un lado, forjados de madera sobre muros de mampostería y, por otro lado, estructuras hormigón prefabricado, según manuales

de construcción soviética, consistentes en placas alveolares armadas apoyadas sobre muros ejecutados por medio de bloques de hormigón prefabricados de grandes dimensiones apilados. Se expondrá la estrategia de Evaluación estructural y diseño de refuerzo antes cargas sísmicas de estas estructuras de construcción soviética por tratarse de una tipología ampliamente extendida por todo el país para todo tipo de construcciones.

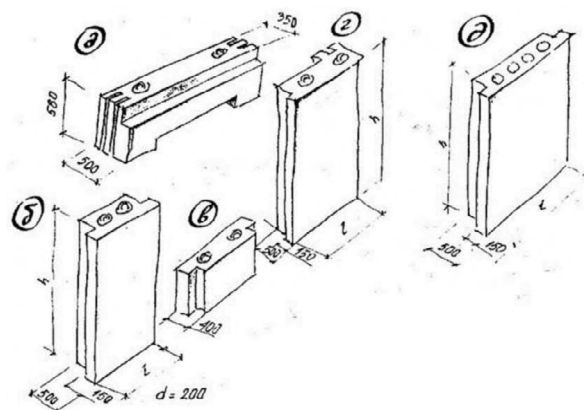


Figura 1. Piezas prefabricadas para fachadas según códigos soviéticos.

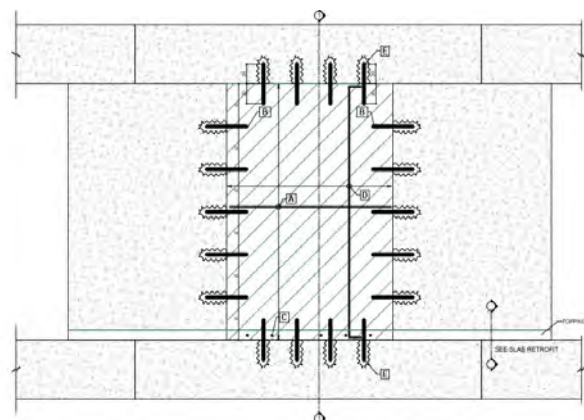


Figura 2. Unión piezas prefabricadas con hormigón armado y conexión con pasadores.

## Refuerzo de estructuras con morteros de ultra-alta resistencia, reforzados con fibras, en capa delgada

• Pedro A. Madera Arroyo

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Mapei Spain, S.A. Especialista en Reparación y Refuerzo.

[pedromadera@mapei.es](mailto:pedromadera@mapei.es)

### PALABRAS CLAVE:

Rehabilitación, reparación, refuerzo, mortero ultra-alta resistencia, mortero reforzado fibras.

### RESUMEN

Se presenta un sistema innovador para el refuerzo de elementos de hormigón, pilares, vigas y forjados, con morteros de ultra-alta resistencia armados en masa con fibras metálicas estructurales en capa delgada. El sistema permite reforzar pilares mediante recrecido de bajo espesor, vigas de hormi-

gón a flexión y cortante, losas de hormigón armado, forjados reticulares y forjados unidireccionales de vigueta-bovedilla mediante la extensión, por la parte superior del forjado, de un mortero con alta resistencia a la tracción y elevadísima resistencia a la compresión, de forma que se obtiene una sección reforzada capaz de resistir mayores cargas tanto en zona de momentos positivos, debido al incremento del brazo de flexión, como en zona de momentos negativos, ya que el mortero soporta altas tensiones a tracción trabajando como una armadura de negativos adherida. Gracias a la formulación del mortero, que le confiere alta adherencia al soporte y retracción compensada, se consigue una sección monolítica sin necesidad de puentes de unión, conexiones al forjado ni mallazo de refuerzo adicional como se precisa en el refuerzo mediante recrido de hormigón tradicional. Se presenta el sistema y los ensayos realizados que demuestran su idoneidad técnica para el fin perseguido.



Figura 1. Rugosidad de las probetas de hormigón.

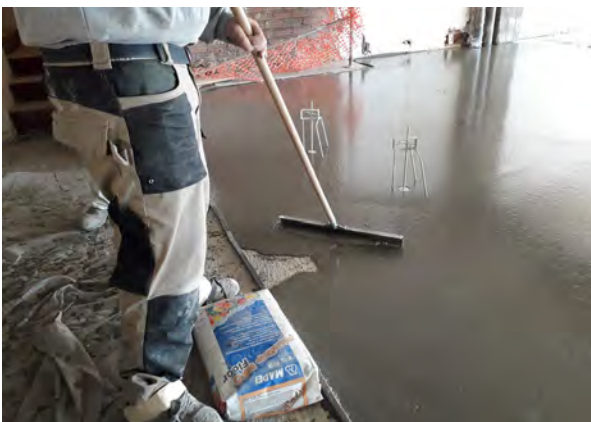


Figura 2. Extendido y control de espesores.

## Refuerzo de puentes de vigas frente a impacto

- **Jose Olivas Ruiz**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. LRA Infrastructures consulting Ingeniero de Estructuras.  
[joseolivas@lraingenieria.es](mailto:joseolivas@lraingenieria.es)

- **Tomás Ripa Alonso**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. LRA Infrastructures consulting. Socio Director.  
[tomasripa@lraingenieria.es](mailto:tomasripa@lraingenieria.es)
- **Diego Cerezo San Frutos**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. LRA Infrastructures consulting Ingeniero de Estructuras.  
[diegocerezo@lraingenieria.es](mailto:diegocerezo@lraingenieria.es)

### PALABRAS CLAVE:

Rehabilitación, estructuras, existentes, refuerzo, cortante, FRP.

### RESUMEN

Esta ponencia abordará el análisis de los refuerzos necesarios en los puentes de vigas sometidos a un impacto en función de los deterioros originados por éste, centrándose en los refuerzos a cortante.



Figura 1. Deformación de cercos y grietas unión alma-ala.

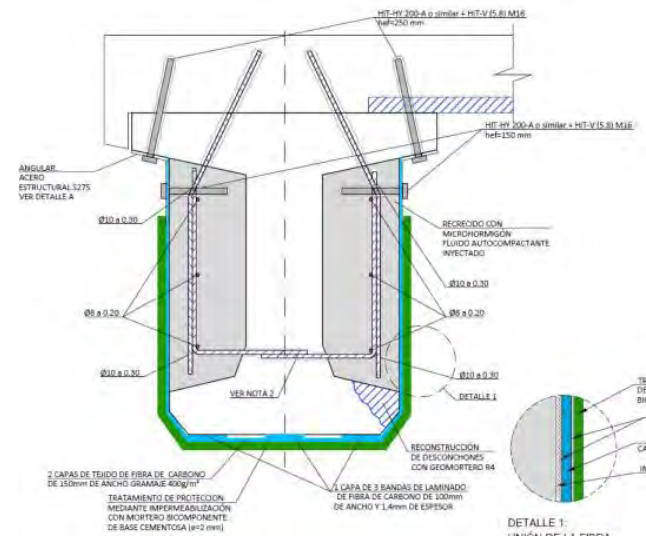


Figura 2. Sistema de anclaje de refuerzos de la estructura.

Dichos daños se acrecientan en función de la magnitud del impacto, robustez y esbeltez de las vigas. Particularmente, la necesidad de reforzar a cortante las vigas viene asociada a la torsión generada por el impacto. La mencionada torsión provoca el giro brusco de la viga generando tracciones de elevada magnitud que producen la rotura del alma de las vigas, manifestándose a través

de grietas cuasi horizontales en la unión alma-ala y mediante la plastificación de los cercos del alma.

Teniendo esto presente, es imprescindible reforzar el alma de las vigas con objeto de conectar eficazmente las cabezas de compresión y tracción de las vigas, restituyendo de este modo el mecanismo resistente a cortante con bielas de compresión inclinadas y tirantes verticales.

Como particularidad, el refuerzo debe realizarse a canto completo presentándose una problemática común en los puentes de vigas, asociada a la propia geometría de la viga y al anclaje de los refuerzos.

Es por ello, que se plantea dar solución al problema mediante la reconstrucción de la viga con microhormigón fluido auto-compactante y reforzándola a cortante por medio de refuerzos de fibra de carbono (FRP) anclados a la cabeza de compresión de las vigas, permitiendo de este modo, desarrollar eficazmente el mecanismo resistente de una viga, entendido a través de la analogía de la celosía (bielas y tirantes).

Para materializarlo, se plantea el anclaje a través de un perfil metálico anclado a la cabeza de compresión de la viga, sobre el cual se adhieren las fibras, transmitiendo de este modo los esfuerzos de forma eficiente en el mayor canto posible.

---

## Refuerzo del puente atirantado de comuneros sobre el río Mantaro en Perú

- **David Sanz Cid**  
Ingeniero de CCyP. CESMA Ingenieros S.L. Ingeniero.  
[cesma@cesmaing.com](mailto:cesma@cesmaing.com)
- **Juan Luis Bellod Thomas**  
Ingeniero de CCyP. CESMA Ingenieros S.L. Director General.  
[cesma@cesmaing.com](mailto:cesma@cesmaing.com)
- **Diego Aita Santos**  
Ingeniero de Obras Públicas. CESMA Ingenieros S.L. Ingeniero.  
[peru@cesmaing.com](mailto:peru@cesmaing.com)

### PALABRAS CLAVE:

Reparación y refuerzo, análisis de patologías, inyecciones, fibra de carbono.

### RESUMEN

El puente atirantado sobre el río Mantaro, situado en la ciudad de Huancayo, con una longitud total de 300 m, tablero mixto y pilonos de hormigón, presentó una serie de anomalías tras su construcción, entre las que destacaba la formación de fisuras pasantes de más de 1 mm de abertura en la losa superior del tablero mixto, que fue ejecutada *in situ* sin prelosas.

Antes de su puesta en servicio, y para garantizar su seguridad estructural, se procedió al estudio de las causas de las patologías observadas y a la reparación y refuerzo de la losa de hormigón mediante la inyección de fisuras, la colocación de armadura de fibra de carbono, mediante la ejecución de ranuras longitudinales, en su cara superior y la disposición de láminas de fibra de carbono en su cara inferior, ancladas mecánicamente, entre vigas transversales. Tras lo que se procedió a disponer la impermeabilización y el pavimento.

La fisuración de la losa vino determinada por los esfuerzos de tracción producidos, fundamentalmente, por la retracción

del hormigón y el calentamiento diferencial acero-hormigón, derivados del comportamiento mixto del tablero frente a estas acciones, ya que se dispuso una conexión total entre las vigas y losas. Sin embargo, este hecho no se tuvo en cuenta durante el proceso de verificación estructural, en el que se consideró que las vigas metálicas soportaban la totalidad de los esfuerzos globales del tablero, mientras que la losa únicamente debía resistir los esfuerzos de flexión local como elemento apoyado en las vigas, por lo que la armadura finalmente dispuesta en la losa resultó insuficiente para hacer frente a las sollicitaciones a las que se vio sometida.



Figura 1. Vista general del tablero tras los trabajos de reparación y refuerzo



Figura 2. Ejecución de los trabajos de colocación de refuerzos de fibra de carbono.

---

## Refuerzo estructural de depósitos circulares de hormigón con postesado exterior

- **Luis Cosano López-Fando**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Freyssinet S.A.U. Responsable Operaciones Dpto. Reparación.  
[luis\\_c@freysinnet-es.com](mailto:luis_c@freysinnet-es.com)
- **Pedro Sancho González**  
Ingeniero Técnico de Obras Públicas. Freyssinet S.A.U. Delegado zona Norte.  
[pedro\\_s@freysinnet-es.com](mailto:pedro_s@freysinnet-es.com)
- **Sergio Del Olmo López**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Freyssinet S.A.U. Ingeniero Departamento Técnico.  
[sergio\\_o@freysinnet-es.com](mailto:sergio_o@freysinnet-es.com)

- **Pablo Vilchez Motino**  
Ingeniero Industrial. Freyssinet S.A.U. Director Técnico.  
[pablo\\_v@freyssinet-es.com](mailto:pablo_v@freyssinet-es.com)

#### **PALABRAS CLAVE:**

Refuerzo, depósito, silo, digestor, decantador, pretensado exterior, *preload*.

#### **RESUMEN**

Como cualquier estructura de hormigón, los depósitos de abastecimiento, GNL, silos, digestores, decantadores y otras construcciones circulares armadas o pretensadas, diseñadas para retener líquidos, sólidos o gases, son elementos que pueden requerir una intervención a lo largo de su vida útil para prolongarla, evitar su fin anticipado, aumentar su capacidad por razones de explotación, o restituirla en caso de merma por hechos puntuales o fenómenos continuados de degradación.



Figura 1. Alzado de muro con línea de anclajes 1X15.



Figura 2. Tesado simultáneo de monocordón con dos gatos.

El refuerzo activo mediante tendones de pretensado exterior (sistema monocordón con anclajes autoequilibrados tipo 1X15) da óptimos resultados. Se instalan uno a uno, con medios ligeros, y sin interrupción del servicio, con mínima intrusión exterior, y nula en el interior (sin requerir vaciado). Una

ventaja fundamental es la flexibilidad para adaptarse a solitaciones cambiantes, pues los trabajos de montaje, desmontaje, pesaje para ajuste de fuerza o retesado pueden llevarse a cabo de manera muy rápida.

Puede emplearse como refuerzo temporal o definitivo, adecuando en cada caso el tipo de inyección y protección multi-barrera a las necesidades específicas.

El diseño del refuerzo con pretensado exterior debe garantizar la integridad del depósito en un abanico de situaciones limitado por dos extremas: la del depósito en servicio (lleno) a tiempo infinito, con los mecanismos resistentes originales mermados y el refuerzo de pretensado exterior después de pérdidas totales; y la del depósito vacío a tiempo cero, con la contribución íntegra del pretensado existente (si fuera el caso), y la fuerza del pretensado exterior de refuerzo antes de pérdidas diferidas. Por ello, en diseño ha de tenerse presente no sólo las condiciones de explotación de la estructura, sino también la caracterización de los materiales que lo componen, el estado actual y su posible evolución.

En la ponencia se detallará el diseño y se presentarán varias experiencias de refuerzo en depósitos ejecutadas en España en los últimos años.

### *Refuerzo externo a cortante en vigas de hormigón mediante aleaciones con memoria de forma en base hierro: de la prueba de concepto a la escala real*

- **Antoni Cladera Bohigas**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Universitat de les Illes Balears. Catedrático.  
[antoni.cladera@uib.es](mailto:antoni.cladera@uib.es)
- **Luis Alberto Montoya Coronado**  
Dr. Ingeniero Civil. Universitat de les Illes Balears. Investigador Postdoctoral.  
[luis.montoya@uib.es](mailto:luis.montoya@uib.es)
- **Joaquín Guillermo Ruiz Pinilla**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Universitat de les Illes Balears. Profesor Ayudante.  
[joaquin.ruiz@uib.es](mailto:joaquin.ruiz@uib.es)
- **Carlos Rodrigo Ribas González**  
Dr. Arquitecto. Universitat de les Illes Balears. Profesor Contratado Doctor.  
[carlos.ribas@uib.es](mailto:carlos.ribas@uib.es)

#### **PALABRAS CLAVE:**

Hormigón armado, vigas, refuerzo, cortante, SMA, experimentación.

#### **RESUMEN**

Las barras corrugadas y los flejes de aleación con memoria de forma en base hierro (Fe-SMA, de su denominación en inglés) son ya una realidad en el mercado europeo de la construcción y, de hecho, ya son varios los proyectos reales en los que estos elementos se han utilizado para el refuerzo estructural a flexión. En esta comunicación se presentará la tecnología desarrollada por los autores para el refuerzo externo a cortante mediante la utilización de flejes de Fe-SMA.

Es preciso destacar que estas aleaciones tienen una característica de gran interés para la ingeniería estructural: son capaces de recordar una forma e intentar volver a ella tras su calenta-

miento y posterior enfriamiento hasta temperatura ambiente. Este proceso también es conocido como activación. En el caso de utilizar estos materiales como refuerzo externo, los flejes o barras corrugadas se fijan a la estructura, por lo que cuando se produce la activación, las deformaciones se encuentran impedidas, apareciendo tensiones de compresión y/o confinamiento en el elemento estructural y de tracción en el elemento de refuerzo. De esta forma es posible postesar la estructura sin necesidad de utilizar vainas, gatos hidráulicos o cuñas de anclaje.

En esta comunicación se describirán dos campañas experimentales de refuerzo externo a cortante: la primera de ellas llevada a cabo como prueba de concepto en vigas de hormigón a pequeña escala, y la segunda en vigas a escala real con sección en T. Además se comentarán las dificultades encontradas y los resultados obtenidos, a nivel material y estructural, que confirman la gran potencialidad que estos materiales tienen en ingeniería estructural.

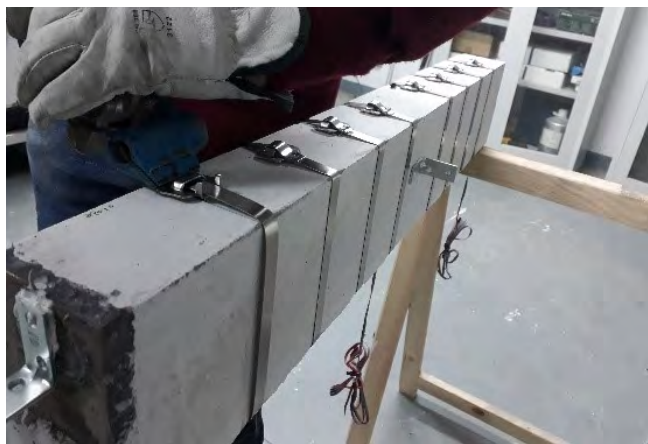


Figura 1. Colocación del refuerzo externo en sección rectangular, utilizando tensor de flejes. Campaña 1.

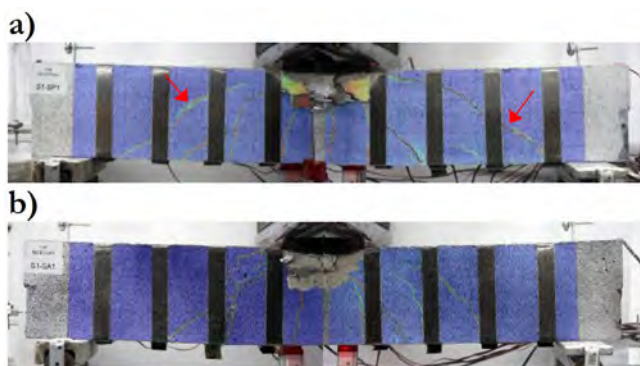


Figura 2. Fisuración de las vigas justo después de la carga máxima. a) Viga SP1: flejes de 25 mm sin activación. b) Viga SA1: flejes de 25 mm activados.

## Refuerzo sísmico de edificios de fábrica en la región de Groninga, Holanda

- **Patricio García**  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Arup. Asociado  
[patricio.garcia@arup.com](mailto:patricio.garcia@arup.com)

- **Timurhan Timur**  
Ingeniero Civil. Arup. Director Asociado  
[timurhan.timur@arup.com](mailto:timurhan.timur@arup.com)
- **Enrique Gonzalez**  
Ingeniero Técnico de Obras Públicas. Arup. Ingeniero de Estructuras  
[enrique.gonzales@arup.com](mailto:enrique.gonzales@arup.com)
- **Alessandro Marasca**  
Ingeniero Civil. Arup. Ingeniero de Estructuras.  
[alessandro.marasca@arup.com](mailto:alessandro.marasca@arup.com)
- **Maurizio Teora**  
Ingeniero Civil. Arup. Director.  
[maurizio.teora@arup.com](mailto:maurizio.teora@arup.com)
- **Laura Álvarez**  
Ingeniera Técnica de Obras Públicas. Arup. Ingeniera de Estructuras.  
[laura.alvarez@arup.com](mailto:laura.alvarez@arup.com)

### PALABRAS CLAVE:

Sismo, refuerzo, muro, hormigón, espectro, pushover.

### RESUMEN

En la provincia de Groninga, al norte de Holanda, se encuentra el mayor yacimiento de gas natural de Europa, décimo a nivel mundial, que ha venido funcionando desde los años 60. La extracción continuada de gas, ha provocado un fenómeno de sismicidad inducida en una región donde los edificios no estaban concebidos para resistir este tipo de solicitaciones, siendo los edificios de fábrica los más vulnerables. Estos edificios de fábrica suponen una amplia mayoría en la zona, especialmente entre los edificios residenciales e históricos, lo que ha provocado la creación de un plan regional para la evaluación y refuerzo a gran escala de unos 20 000 edificios. Esta comunicación recoge las conclusiones obtenidas de la evaluación y refuerzo conceptual de unos

150 edificios residenciales mediante el método no-lineal del empuje incremental (*Pushover*), realizado dentro del marco de la normativa holandesa, que a su vez se mueve en el entorno de los Eurocódigos. Esta metodológica del empuje incremental permite la evaluación y refuerzo de muros de fábrica solicitados bajo esfuerzos en su plano (*in-plane*), y se combina para esfuerzos fuera de plano (*out-of-plane*) con el análisis cinemático no-lineal. Las medidas de refuerzo empleadas contemplan el refuerzo de forjados y cubiertas de madera para asegurar un comportamiento de diafragma, el refuerzo de muros de fábrica mediante encamisado de hormigón y de FRCM (*Fabric-Reinforced Cementitious Matrix*, fibras de carbono en matriz cementicia), adosado de postes de madera para prevenir fallos fuera de plano, inserción de entramados metálicos, así como refuerzo generalizado de uniones entre cubiertas, forjados y muros de fábrica.



Figura 1. Mapa sísmico (PGA) correspondiente a la normativa NPR 9998:2015.



Figura 2. Fallo de fábrica por flexión perpendicular a su plano.

## Refuerzo sísmico de la sede de Nestlé Portugal en Linda-a-Velha, Lisboa, Portugal

- **Patricio García**  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Arup. Asociado.  
[patricio.garcia@arup.com](mailto:patricio.garcia@arup.com)
- **Joao Almeida**  
Ingeniero Civil. JSJ. Socio.  
[jalmeida@jsj.pt](mailto:jalmeida@jsj.pt)
- **Alexis Pinheiro**  
Ingeniero Civil. Nestlé. Real Estate & Facilities Project Manager.  
[Alexis.Pinheiro@pt.nestle.com](mailto:Alexis.Pinheiro@pt.nestle.com)
- **David Castro**  
Structural Engineer. Arup. Director Asociado.  
[david.castro@arup.com](mailto:david.castro@arup.com)
- **Filipe Reis**  
Ingeniero Civil. JSJ. Ingeniero de Estructuras.  
[freis@jsj.pt](mailto:freis@jsj.pt)
- **Laura Álvarez**  
Ingeniera Técnica de Obras Públicas. Arup. Ingeniera de Estructuras.  
[laura.alvarez@arup.com](mailto:laura.alvarez@arup.com)

### PALABRAS CLAVE:

Sismo, refuerzo, muro, hormigón, espectro.

### RESUMEN

La constante actualización de normativa y mapas sísmicos plantea un importante reto para los edificios existentes debido a que estos fueron diseñados con la normativa aplicable a la época en que fueron construidos. Este es el caso del edificio de la sede de Nestlé Portugal en Linda-a-Velha, Lisboa, Portugal, que ha sido reforzado para adecuarlo al Eurocódigo 8 parte 3, normativa de referencia a nivel europeo para la evaluación sísmica de edificios existentes. A estos retos normativos, hubo que añadir la dificultad de realizar los trabajos manteniendo el edificio abierto, con una interferencia mínima con las operaciones habituales que realizan sus empleados. Esta necesidad venía muy condicionada por la presencia en el edificio del centro informático de Nestlé Portugal, del que dependen dos fábricas, dos centros de distribución y más de veinte boutiques

Nespresso, lo que además exigía una limitación importante de vibración e impactos. Tras una extensa fase de estudio, se pudieron minimizar significativamente las actuaciones, limitándolas en su mayor parte al regresado de pocas zonas de muros de hormigón en los extremos del edificio y al cerrado de alguna ventana y puerta en estas mismas zonas, todo ello derivado de la eliminación de la junta de dilatación central del edificio, que permitió el trabajo solidario y conjunto de toda la estructura. Estos trabajos se han ido faseado, realizando una parte importante de las actuaciones en horario nocturno o en fines de semana, limitando así, la interferencia con las actividades del edificio. El proyecto es fruto de una colaboración fructífera entre dos empresas de ingeniería, JSJ, en Lisboa, y Arup, desde su oficina de Madrid, así como con la muy estrecha participación del equipo técnico de Nestlé, lo que ha permitido buscar soluciones que fueran estructuralmente adecuadas y pudieran además acomodarse a las condiciones operaciones del edificio.



Figura 1. Alzado general del edificio principal del complejo.



Figura 2. Cierre de ventanas/puertas (ZI 02, ZI 07).

## Refuerzo y ampliación del puente histórico sobre el río Cinca en Monzón, Huesca

- **Ignacio García Caverro**  
Ingeniero de Caminos, C y P. MINISTERIO DE FOMENTO. Jefe de Unidad de la Unidad de Carreteras del Estado en Huesca.  
[igcavero@fomento.es](mailto:igcavero@fomento.es)
- **Luis Matute Rubio**  
Máster I. de Caminos, C y P. IDEAM S.A. Director General.  
[luis.matute@ideam.es](mailto:luis.matute@ideam.es)
- **Ignacio Pulido Sánchez**  
Máster I. de Caminos, C y P. IDEAM S.A. Director Departamento Mantenimiento, Inspección y Rehabilitación.  
[ignacio.pulido@ideam.es](mailto:ignacio.pulido@ideam.es)

- **Carlos Jiménez Solanas**  
Máster I. de Caminos, C y P. IDEAM S.A. Jefe de Proyectos.  
[carlos.jimenez@ideam.es](mailto:carlos.jimenez@ideam.es)
- **Teresa Vidal Fernández De Tejada**  
Máster I. de Caminos, C y P. Curva Ingenieros.  
[t.vidal@curvaingenieros.es](mailto:t.vidal@curvaingenieros.es)
- **Germán Martín Marco**  
Máster I. de Caminos, C y P. Altius Geotecnia y Obras Especiales.  
[gmartin@altiusvertical.com](mailto:gmartin@altiusvertical.com)

#### PALABRAS CLAVE:

Patología, refuerzo, puente arco histórico, Ribera, autocimbra metálica, ampliación, hormigón armado, encamisado, eliminación juntas dilatación.

#### RESUMEN

El puente sobre el río Cinca en Monzón, Huesca, se trata de un puente arco de tablero superior formado por 7 vanos de 30 m de luz, construido hacia los años 1940 con una tecnología similar a la desarrollada por Eugenio de Ribera a principio de siglo, consistente en la utilización de una autocimbra formada por una celosía metálica que servía tanto como cimbra como armadura pasiva de la sección final resultante de hormigón armado.

Fruto del paso del tiempo, la estructura presentaba una serie de daños de origen durable los cuales comenzaban a presentar afecciones estructurales significativas que, unido a la necesidad de actualización normativa, aconsejaron proceder al refuerzo integral del mismo.



Figura 1. Detalle de montante tipo. Estado inicial completamente degradado y dañado estructuralmente.

La solución estructural diseñada para los arcos consiste en el tradicional encamisado o recricido de la sección transversal mediante el uso de hormigón autocompactable. Los montantes fueron también reforzados mediante una especie de pilares

adosados a los montantes existentes, también mediante hormigón autocompactable.

A nivel de losa, dada la necesidad de ampliación de la estructura y aprovechando la existencia del macadam típico de la época de construcción, se aprovechó a retirar dicha capa y ejecutar una nueva losa estructural, alojando sendos voladizos de ampliación mediante prelosas nervadas prefabricadas. Dicha losa sirvió igualmente para acometer la supresión de juntas de dilatación en el puente, pasando de las 14 juntas iniciales a 5.



Figura 2. Vista general de arco reforzado y pintado.

## Refuerzo y ampliación del puente histórico sobre el río Narcea en Cornellana, Asturias

- **Javier Uriarte Pombo**  
Máster I. Caminos, C y P. MINISTERIO DE FOMENTO. Jefe de Área de Conservación y Explotación de la Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias.  
[juriarte@fomento.es](mailto:juriarte@fomento.es)
- **José M<sup>a</sup> Zamora Pérez**  
I. Técnico de Obras Públicas. MINISTERIO DE FOMENTO. Área de Conservación y Explotación de la Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias.  
[jmzamora@fomento.es](mailto:jmzamora@fomento.es)
- **Luis Matute Rubio**  
Máster Ingeniero de C. C. y P. IDEAM S.A. Director General.  
[luis.matute@ideam.es](mailto:luis.matute@ideam.es)
- **Ignacio Pulido Sánchez**  
Máster Ingeniero de C. C. y P. IDEAM S.A. Director Departamento Mantenimiento, Inspección y Rehabilitación.  
[ignacio.pulido@ideam.es](mailto:ignacio.pulido@ideam.es)
- **Carlos Jiménez Solanas**  
Máster Ingeniero de C. C. y P. IDEAM S.A. Jefe de Proyectos.  
[carlos.jimenez@ideam.es](mailto:carlos.jimenez@ideam.es)
- **Rosa Díaz Pérez**  
Máster Ingeniero de C. C. y P. IDEAM S.A. Ingeniero Proyectista.  
[rosa.diaz@ideam.es](mailto:rosa.diaz@ideam.es)
- **Pablo Corte Montes**  
Ingeniero de Minas. IDEAM, S.A.  
[pcortemontes@gmail.com](mailto:pcortemontes@gmail.com)
- **Miguel Ángel Delgado**  
Máster I. Caminos, C y P. Tecyrsa. Director Técnico.  
[madelgado@tecyrsa.com](mailto:madelgado@tecyrsa.com)



## PALABRAS CLAVE:

Patología, refuerzo, ampliación, puente histórico, socavación, cosido bóvedas, rasante, supresión juntas dilatación, pretil.

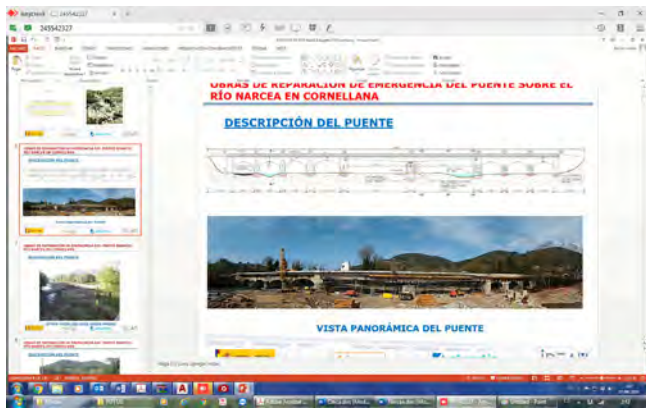


Figura 1. Alzado general y vista panorámica de la obra.

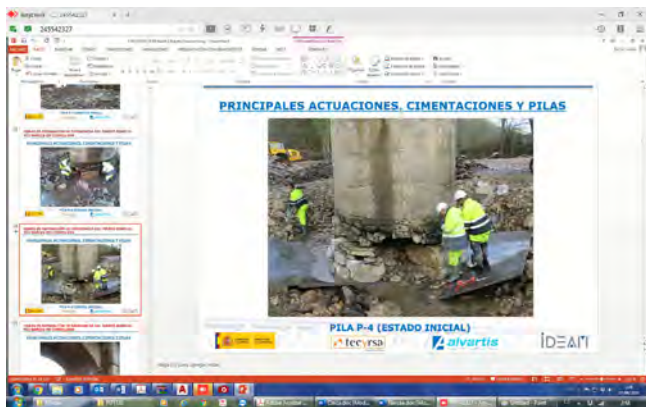
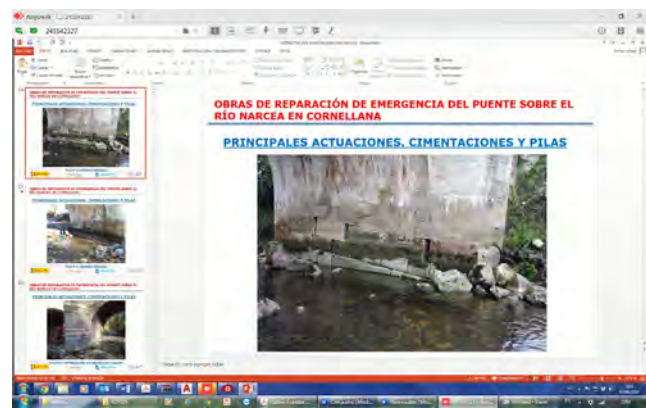


Figura 2. Daños en cimentaciones de estructura por socavación.

## RESUMEN

El puente sobre el río Narcea en Cornellana, Asturias, se trata de un puente formado por un tramo principal realizado en hormigón armado y unos vanos de acceso formados por unos tramos de bóvedas de fábrica y hormigón en masa.

El puente original, si bien no se tiene certeza, se fecha entorno a los años 1850, fecha en donde se debieron construir o aprovechar de alguna estructura previa, las bóvedas de fábrica de los tramos de acceso, ejecutándose el tramo central mediante una celosía metálica. Dicha estructura fue demolida parcialmente durante la guerra civil y reconstruida posteriormente, hasta la actualidad. En el momento de la intervención se po-

dían vislumbrar claramente las “cicatrices” de la demolición/reconstrucción de la estructura en los vanos de acceso.

Los principales daños que presentaba la estructura se encontraban en la cimentación, fruto de la erosión y socavación del río en las cimentaciones, de tipo directo, las cuales comenzaban a presentar claros signos de descalce. Los vanos de hormigón presentaban claras juntas frías de hormigonado, las cuales se traducían en la correspondiente insuficiencia a rasante, al mismo tiempo que presentaban otra serie de daños de carácter durable. Las bóvedas manifestaban claros daños por socavación tanto en cimentaciones como en las propias bóvedas con daños estructurales.

La solución de reparación, lógicamente, tuvo un carácter integral actuando tanto en cimentaciones, zunchando y protegiendo con escollera, en el tramo de vigas de hormigón, mediante el refuerzo mediante encamisado con hormigón autocompactable, en las bóvedas, mediante el cosido transversal y la reparación puntual de sillares y, a nivel de plataforma, se eliminaron parte de las juntas de dilatación y se aprovechó para ampliar y adecuar la plataforma a los nuevos estándares de seguridad vial.

## *Rehabilitación arquitectónica y adecuación museística del Salón de Reinos*

- **Fernando Pinedo Bello**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. Fhecor Ingenieros Consultores, S.A.  
Jefe de Proyecto.  
[fpb@fhecor.es](mailto:fpb@fhecor.es)
- **Hugo Corres Peiretti**  
Dr. Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. Fhecor Ingenieros Consultores, S.A. Consejero Asesor.  
[hcp@fhecor.es](mailto:hcp@fhecor.es)

## PALABRAS CLAVE:

Rehabilitación, museo, Foster + Partners, Rubio Arquitectura.

## RESUMEN

El “Salón de Reinos” pertenece al antiguo Palacio del Buen Retiro de Madrid inaugurado en 1638 que junto al Casón del Buen Retiro ha llegado hasta nuestros días.

El alcance de los trabajos sería la redacción del proyecto básico y de ejecución junto con la asistencia técnica a la dirección de obra durante la fase de ejecución. Las actuaciones encaminadas a convertir el edificio en una sala expositiva del Museo del Prado consisten principalmente en:

- Demoler la nave añadida al edificio original y crear un atrio de entrada.
- Crear bajo el edificio existente una nueva planta destinada a instalaciones y sala de conferencias, para ello es necesario recalzar los muros existentes.
- Reforzar o sustituir los forjados para dotarles de la sobrecarga de uso requerida por el museo.
- Crear una nueva cubierta muy diáfana que bajo ella aporte al edificio una gran sala expositiva. La solución adoptada para la cubierta son pórticos abovedados en diagrid, compuesta de perfiles metálicos.



Figura 1. Vista del atrio.



Figura 2. Cubierta abovedada en diagrid.

- Disponer una nueva balconada en planta segunda y primera que sin respetar la materialidad inicial muestre la imagen inicial del palacio.

Para la redacción del proyecto en sus diferentes fases se han realizado determinadas actuaciones para caracterizar la cimentación y la estructura. Para caracterizar la cimentación se han realizado unas catas que completan el informe geotécnico facilitado por el Museo del Prado durante la fase de concurso. Para caracterizar la estructura se han realizado unas catas en los forjados y los muros de carga, que complementan la información facilitada por el Museo del Prado durante la fase de concurso. Las catas realizadas en cimentación arrojan un terreno bastante seco, no detectándose ninguna corriente de agua.

## Rehabilitación de estructuras portuarias: Pantalán de Sierra Menera (Puerto de Sagunto, Valencia)

- **Fernando Rodríguez García**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR. Director de Departamento.  
[frg@fhecor.es](mailto:frg@fhecor.es)
- **Pablo Alonso Medina**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR. Ingeniero de Proyecto.  
[pam@fhecor.es](mailto:pam@fhecor.es)
- **Javier Martínez González**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR. Ingeniero de Proyecto.  
[jmg@fhecor.es](mailto:jmg@fhecor.es)

### PALABRAS CLAVE:

Puertos, mantenimiento, rehabilitación, agresividad, patologías, inspección.



Figura 1. Tramos diferenciados en los que se divide el pantalán.



Figura 2. Tramo 1 del pantalán.

### RESUMEN

El pantalán de Sierra Menera del Puerto de Sagunto (Valencia) es, con sus más de 1200 metros de longitud, uno de los ejemplos más espectaculares del patrimonio estructural industrial español. Construido sobre el Mar Mediterráneo entre 1975 y 1977 con una finalidad industrial ligada a la actividad de la compañía minera Sierra Menera, el pantalán consta de una superestructura de hormigón que se apoya sobre pilotes tubulares de acero de más de 30 metros de longitud. A finales de 2018, FHECOR llevó a cabo los trabajos de inspección y diagnóstico del estado de conservación del pantalán, y elaboró el estudio de viabilidad estructural en el que se analizaron diferentes alternativas de rehabilitación, así como la primera fase del proyecto de consolidación estructural del pantalán.

Las condiciones de agresividad ambiental a las que están expuestas las estructuras ubicadas en el mar requieren de la aplicación de estrategias de mantenimiento y reparación especializadas. En el caso del pantalán de Sagunto, algunos pilotes presentaban una merma muy importante de su sección resistente y, en general, el nivel de seguridad global de dos tercios del tablero no permitía el paso de algunas sobrecargas de uso conformes con la normativa vigente. De entre todos los daños detectados en la estructura, los de mayor gravedad desde el punto de vista estructural fueron, precisamente, aquellos que no pudieron detectarse durante la inspección visual del pantalán al no ser visibles a simple vista.

A la hora de llevar a cabo el diagnóstico del estado de conservación de una estructura portuaria es necesario contar con una metodología específica que, integrando diferentes sistemas de inspección no convencionales como trabajos subacuáticos o trabajos en altura, permita detectar patologías a priori ocultas y minimizar las incertidumbres sobre el estado actual de la estructura.

## Rehabilitación de la cubierta del canódromo de Madrid

- **Fernando Rodríguez García**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR. Director de Departamento.  
[frg@fhedor.es](mailto:frg@fhedor.es)
- **Javier Martínez González**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR. Ingeniero de Proyecto.  
[jmg@fhedor.es](mailto:jmg@fhedor.es)
- **José Soriano Martín**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR. Jefe de Proyecto.  
[jsm@fhedor.es](mailto:jsm@fhedor.es)
- **Pablo Alonso Medina**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR. Ingeniero de Proyecto.  
[pam@fhedor.es](mailto:pam@fhedor.es)

### PALABRAS CLAVE:

Cubierta, mantenimiento, rehabilitación, patologías, inspección.

### RESUMEN

La cubierta del antiguo canódromo de Madrid fue construida entre 1960 y 1962 a partir de un proyecto de los arquitectos José Ramón Azpiazu y Pedro Pinto junto con los ingenieros José Antonio Torroja, Florencio del Pozo y Rafael López Palanco.

La cubierta del canódromo de Madrid está definida por una lámina plegada de hormigón armado, con nervios superiores de rigidización. Está conformado por dos vanos, el de más longitud de 17.50 m en voladizo y otro más corto de 6.50 m se ancla en su extremo mediante tirantes en V. Las uniones son articuladas y descansan sobre una serie de 13 pilares de hormigón que surgen desde los graderíos.

Los planos de la cara superior de cubierta configuran el sistema de drenaje superficial, encauzando el agua de lluvia desde los planos inclinados hacia una serie de desagües ubicados en el interior de los propios pilares, a ambos lados del tímpano.

En 2017 se observaron ciertos deterioros en la cubierta que denotaban ciertos problemas de durabilidad, centrados básicamente en los nervios de la misma.



Figura 1. Imagen de la cubierta en abril de 2017.

Esta comunicación presenta la metodología seguida para el diagnóstico y la rehabilitación de la cubierta. Se llevó a cabo una estimación de la probabilidad asociada al estado límite de

despasivación a diferentes edades, al objeto de valorar la vida útil remanente y analizar las posibilidades de reparación. Asimismo, se procedió a analizar el funcionamiento estructural de la cubierta según la normativa vigente (CTE) y verificar las cuantías de armado dispuestas y los espesores de hormigón en las diferentes zonas de la cubierta. Finalmente, se definió la reparación y protección de la cubierta que, finalmente, incorporó la aplicación de inhibidores de corrosión de aplicación superficial.

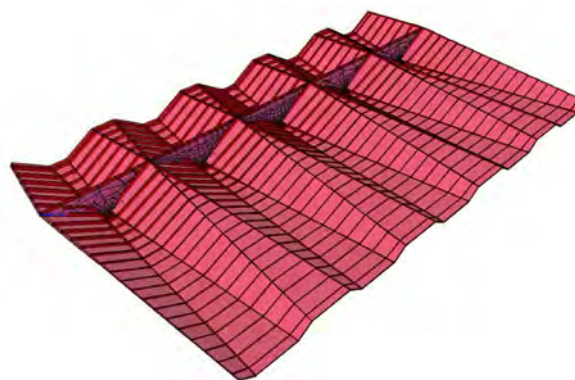


Figura 2. Modelo de la lámina plegada de hormigón de la cubierta del canódromo, en SAP2000.

## Rehabilitación de los tendones de retenida del puente del Centenario

- **Javier Oñaderra Rabasa**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dywidag Sistemas Constructivos. Jefe de Proyecto.  
[onaderra@dywidag-sistemas.com](mailto:onaderra@dywidag-sistemas.com)
- **Fernando Martínez Pérez-Beato**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dywidag Sistemas Constructivos. Director Técnico.  
[martinez@dywidag-sistemas.com](mailto:martinez@dywidag-sistemas.com)
- **Sierra Ruiz Rabadán**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Dywidag Sistemas Constructivos. Jefa de Proyecto.  
[ruiz@dywidag-sistemas.com](mailto:ruiz@dywidag-sistemas.com)
- **Damián Yerone Neustadt**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dywidag Sistemas Constructivos. Responsable Departamento de Obras.  
[yerone@dywidag-sistemas.com](mailto:yerone@dywidag-sistemas.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente atirantado, reparación, refuerzo, retenidas, innovación.

### RESUMEN

El puente del Centenario, inaugurado en noviembre de 1991, es uno de los puentes más célebres y singulares de la ciudad de Sevilla. Este puente atirantado supuso un hito en la ingeniería española por la elección de materiales, conjugando el acero y el hormigón, y por la solución constructiva utilizando elementos prefabricados. La sustentación vertical del tablero del puente principal la aportan, además de los tirantes, los aparatos de apoyo dispuestos bajo las vigas cajón laterales en las pilas extremas e intermedias. Asimismo, cada uno de los dos fustes de las pilas

intermedias alberga dos tendones de unos 30 metros de longitud y doce cordones para evitar un posible despegue del tablero.

Durante una inspección realizada en 2018, se observa que la corrosión bajo tensión ha partido uno de los cordones de cada pila. Ante esta problemática, y como parte de un proyecto de emergencia mayor, se le adjudica a DYWIDAG, en calidad de contratista especializado, los trabajos de sustitución de los tendones dañados.

Ante la imposibilidad de sustituir completamente los cordones sin generar un gran impacto en el tráfico de la bulliciosa SE-30, se decide cortar todos los cordones por encima de la losa inferior para seguidamente empalmar el tramo superior original con un tramo nuevo inferior mediante un manguito. A continuación, los cordones se enfilaron a través de perforaciones realizadas en los 1.25 metros de espesor de la losa de anclaje y fueron tesado a aproximadamente el 40% de rotura. Para eliminar la tensión de los cordones de forma segura sin afectar a la zona del anclaje inferior, donde podría haberse dado la potencial corrosión, DYWIDAG desarrolló un útil innovador que, creando un *bypass* a través de su estructura, absorbía la carga del cordón para posteriormente retirar la elongación con la ayuda de un equipo hidráulico.



Figura 1. Vista del Puente del Centenario desde la pila intermedia.



Figura 2. Vista desde la cara superior de la losa de anclaje de la pila intermedia. Situación final.

## Rehabilitación del edificio Colón 1 (Madrid)

- **Hugo Corres Peiretti**  
Dr. Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. Fhecor Ingenieros Consultores, S.A. Consejero Asesor.  
[hcp@fhecor.es](mailto:hcp@fhecor.es)
- **Eduardo Romero Rey**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Fhecor Ingenieros Consultores, S.A. Director Departamento de Edificación.  
[err@fhecor.es](mailto:err@fhecor.es)
- **Blanca Palerm Sabater**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Fhecor Ingenieros Consultores, S.A. Jefa de Proyecto.  
[bps@fhecor.es](mailto:bps@fhecor.es)
- **Angel Hernández Basterra**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Fhecor Ingenieros Consultores, S.A. Ingeniero de Proyecto.  
[ahb@fhecor.es](mailto:ahb@fhecor.es)
- **Adrián Sánchez Sevilla**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Fhecor Ingenieros Consultores, S.A. Ingeniero de Proyecto.  
[adss@fhecor.es](mailto:adss@fhecor.es)

### PALABRAS CLAVE:

Foster&Partners, remodelación, rehabilitación, fachada, diagrid, catenaria.

### RESUMEN

En la Plaza de Colón número 1, en Madrid, se encuentra un edificio que con apenas 5000 m<sup>2</sup> pretende convertirse en una nueva referencia en la arquitectura de la ciudad: el edificio AXIS. Con la remodelación de la estructura existente, proyectada a finales de los años 60, y construida a principios de los 70 por los arquitectos Antonio Perpiñá, Luis Iglesias y Angel Serrano, se busca ahora de la mano de otro arquitecto de referencia, Norman Foster, adaptar el edificio a los nuevos usos y nuevas exigencias de la sociedad.

Las actuaciones proyectadas buscan maximizar la flexibilidad del espacio. La nueva piel del edificio en forma de un Diagrid muy esbelto, dota a la envolvente de una gran transparencia. La cubierta se reordena para abrir al público un espacio con una de las vistas más privilegiadas de Madrid, envuelto

por una cubierta verde formada por un sistema innovador de catenarias enlazadas entre sí que dan soporte a la vegetación. Además, un nuevo atrio permitirá que la luz natural se distribuya por toda la superficie de las diferentes plantas.

A nivel de la estructura, el reto es doble. Por una parte, se deben considerar incrementos de carga por los cambios de uso, pero también nuevas exigencias como la resistencia al fuego o garantizar la durabilidad de la estructura. Se plantea convertir las vigas metálicas en mixtas de manera que se incrementa notablemente la capacidad de los forjados y para controlar las deformaciones frente a la carga del viento, se dispone un nuevo sistema de arriostramiento compatible con las nuevas plantas diáfnas. Por otro lado, se adapta la estructura del conjunto de Diagrid de fachada y catenarias de cubierta para hacer compatible su compleja geometría con la estructura del edificio existente y los condicionantes externos.



Figura 1. Vista exterior del edificio AXIS.



Figura 2. Cubierta verde.

## Rehabilitación del interior de la cubierta del depósito de agua tratada de Petritegi. Aprendiendo de reparaciones anteriores. Más allá de lo evidente

- **Fernando Rodríguez García**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR. Director de Departamento.  
[frg@fhecor.es](mailto:frg@fhecor.es)
- **Iñaki Jaime Azpiazu**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INJELAN. Jefe de Proyecto.  
[ija@injelan.com](mailto:ija@injelan.com)

- **Javier Martínez González**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR. Ingeniero de Proyecto.  
[jmg@fhecor.es](mailto:jmg@fhecor.es)
- **Pablo Alonso Medina**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR. Ingeniero de Proyecto.  
[pam@fhecor.es](mailto:pam@fhecor.es)

### PALABRAS CLAVE:

Depósito, mantenimiento, rehabilitación, agresividad, patologías, inspección.



Figura 1. Vista aérea.



Figura 2. Vista del interior.

### RESUMEN

El depósito de la ETAP de Petritegi (Guipuzcoa) contiene el agua tratada que proviene del embalse de Añarbe y da servicio a San Sebastián y otros municipios de la zona. Se trata de un depósito de planta rectangular, compuesto por dos vasos de  $70 \times 27 \text{ m}^2$  cada uno de ellos, con capacidad de contener una altura de 5,50 m de agua. En este depósito es donde se produce la cloración del agua, lo que configura un ambiente especialmente agresivo para la durabilidad.

Construido en el año 1991, ya fue objeto de una reparación anterior durante el año 2001. En el año 2017, Aguas de Añarbe decidió abordar una nueva intervención, ya que se habían detectado nuevos síntomas de daño.

Durante la reparación del 2001, las armaduras habían sido objeto de un tratamiento de pasivación con resinas epoxi, previo descarnado de la práctica totalidad de la sección de hormigón. Este procedimiento de reparación, junto con algunas otras circunstancias adicionales que modificaron las cargas actuantes durante la vida de servicio, se revelaron como determinantes para explicar la aparición de nuevos daños en su cubierta. En

particular, se pudo observar que las condiciones de ejecución de la pasivación de las armaduras no habían sido capaces de garantizar la adherencia adecuada entre éstas y el hormigón.

Esta comunicación presenta tanto la metodología seguida para el diagnóstico de las causas de deterioro del depósito como las características más importantes del proyecto de rehabilitación, que incluyó la reposición de la integridad estructural y la incorporación de una protección catódica mediante ánodos de sacrificio.

---

## Rehabilitación del puente árabe sobre el Henares en Guadalajara

- **Ramón Sánchez De León**  
Ingeniero de Caminos. ESTUDIO AIA. Director de Obra Civil.  
[rsanchezdeleon@estudioaia.com](mailto:rsanchezdeleon@estudioaia.com)
- **Alberto Herrera Gómez**  
Ingeniero de Caminos. ESTUDIO AIA. Departamento de Estructuras.  
[aherrera@estudioaia.com](mailto:aherrera@estudioaia.com)
- **Francisco Sánchez De León**  
Arquitecto. ESTUDIO AIA. Director de Arquitectura.  
[fsanchezdeleon@estudioaia.com](mailto:fsanchezdeleon@estudioaia.com)

### PALABRAS CLAVE:

Arco, ladrillo, autocompactante, tajamares, dovelas.

### RESUMEN

La Dirección General de Carreteras de la Junta de Comunidades de Castilla-La Mancha, decidió la rehabilitación del puente árabe sobre el río Henares en Guadalajara, debido al importante deterioro que ha sufrido por el tráfico existente y la inseguridad en las zonas peatonales.

Los orígenes del puente se remontan a los años de transición del siglo X al XI, en la época árabe califal. Debido a que el puente referenciado fue declarado Monumento Histórico Artístico en el año 1931, su construcción está protegida con la categoría de Bien de Interés Cultural, por lo que toda la rehabilitación ha sido muy respetuosa con la imagen actual del puente.

El puente tiene una anchura total de 10.00 metros, una calzada de 7.60 metros que coincide con la anchura entre tímpanos del arco y una aceras de 1.20 m. Está construido íntegramente en piedra labrada. Consta de cinco arcos de medio punto sobre el río. Los dos primeros desde la margen izquierda son de origen árabe y entre ellos aparece un arco de herradura situado sobre un tajamar y que actúa como aliviadero en las crecidas del río. Los dos arcos siguientes son arcos reconstruidos en la época de Carlos III. En el año 1922 se realizó una ampliación en voladizo por ambas márgenes que estaba totalmente agotada, con peligro inminente de derrumbe.

La rehabilitación ha consistido básicamente en demoler la ampliación realizada a principios de siglo y realizar una nueva ampliación del tablero mediante costillas de hormigón autocompactante tintado en color ocre, sacar a la luz varios arcos que estaban enterrados por los depósitos del río y reforzar el arco principal, así como los tímpanos muy deteriorados. La obra es una buena muestra de rehabilitación en puentes antiguos, mezclando últimas técnicas de construcción con el máximo respeto a la identidad del puente.



Figura 1. Alzado general sobre río Henares.



Figura 2. Estado de las costillas de acerado en voladizo y tubería colgada. Obsérvese el mallazo visto del acerado.

---

## Rehabilitación del puente Avenida entre Irún y Hendaya

- **Javier León González**  
Dr. Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Director Técnico.  
[jlj@fhedor.es](mailto:jlj@fhedor.es)
- **Francisco Prieto Aguilera**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Departamento Obra Civil.  
[fpa@fhedor.es](mailto:fpa@fhedor.es)
- **Lola Capdevila González-Navia**  
Ingeniera Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Proyecto Obra Civil.  
[mcdgn@fhedor.es](mailto:mcdgn@fhedor.es)
- **Iñaki Jaime Azpiazu**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. INJELAN, S.L. Ingeniero de Proyecto.  
[ija@injelan.com](mailto:ija@injelan.com)

### PALABRAS CLAVE:

Celosía, acero, rehabilitación .

### RESUMEN

El puente Avenida conecta Irún y Hendaya, en la desembocadura del Bidasoa, aguas arriba de dos puentes de fábrica que soportan tráfico ferroviario. Construido en 1915, fue el primer puente fronterizo que soportó el paso de peatones y carruajes, y el único hasta los años 70 del s. XX. Actualmente da servicio como pasarela.

El puente tiene 112 m de longitud, con cinco 5 vanos de 22.40 m de luz cada uno. El tablero tiene de 12.30 m de ancho, con dos aceras de 1.90 m cada una y una plataforma central peatonal de 8.50 m.

El tablero está formado por un par de celosías metálicas tipo Pratt de 2.70 m de canto, isostáticas, divididas en ocho recuadros con diagonales, inclinadas 45 grados. La separación transversal entre celosías es de 8.00 m, y están unidas por travesaños dispuestos entre los nudos formados por el cordón superior y los montantes, que soportan unos largueros y la losa superior.

En la inspección especial realizada se constató que el estado de conservación de algunos elementos del puente amenazaba ruina, en particular los montantes de apoyo. Las pilas y estribos son de mampostería.

La intervención planteada comprende la renovación de los voladizos metálicos, la rehabilitación del cordón superior y su conexión a la losa superior. Además se ha previsto realizar trabajos de sustitución, refuerzo o rehabilitación de elementos de las celosías, dotar a la estructura metálica de una protección adecuada para la clase de exposición en la que se encuentra, sustituir los aparatos de apoyo, impermeabilizar el tablero y adecuar su sistema de drenaje. En los paramentos de fábrica se ha previsto realizar una limpieza y rejuntado completos. Finalmente, se ha previsto la reparación de la base de algunas de las pilas rellenando algunas oquedades con hormigón en masa. Asimismo, se restaurará la barandilla, verdadero signo de identidad del puente.



Figura 1. Vista general del puente en bajamar viva antes de la intervención



Figura 2. Montaje de andamios para inicio de trabajos de rehabilitación.

## Rehabilitación del puente de La Paz (Parque Avenidas a Tanatorio) (M-30, Madrid)

- **Tomás Ripa Alonso**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. LRA INFRASTRUCTURAS CONSULTING. Socio Director.  
[tomasripa@lraingenieria.es](mailto:tomasripa@lraingenieria.es)
- **Noemí Corral Moraleda**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. LRA INFRASTRUCTURAS CONSULTING. Ingeniera de Estructuras.  
[noemicorral@lraingenieria.es](mailto:noemicorral@lraingenieria.es)
- **Miguel Ángel Delgado Núñez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TECYRSA. Director Técnico.  
[madelgado@tecyrsa.com](mailto:madelgado@tecyrsa.com)
- **Rubén Álvaro Sanz**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MADRID CALLE 30. Responsable de Estructuras y Obras.  
[alvarosr@mc30.es](mailto:alvarosr@mc30.es)
- **Ana Belén Fernández Cañada**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MADRID CALLE 30. Responsable de Estructuras y Obras.  
[fernandezca@mc30.es](mailto:fernandezca@mc30.es)

### PALABRAS CLAVE:

Rehabilitación, carretones, medias maderas, sustitución.

### RESUMEN

La construcción del puente de La Paz data, aproximadamente, del año 1970, cuando la creciente motorización demandaba la construcción de un nuevo viario capaz de asumir el tráfico de la ciudad de Madrid. En este contexto nace la M-30 y, ligados a su construcción, una serie de puentes que permitían el paso de un lado a otro de la circunvalación, entre ellos, el puente de La Paz.

La estructura, de luces (30+40+41+30+10m), está formada por dos tableros paralelos resueltos mediante losas tipo cajón de hormigón pretensado. El vano central presenta apoyos a media madera que dan lugar a un vano de 25.00 metros de luz efectiva y dos semi-vanos laterales en ménsula que descansan sobre las pilas centrales.

La problemática detectada en la estructura a tenor de las inspecciones realizadas en el año 2014, fundamentalmente en los apoyos a media madera, los cuales presentaban una importante compresión como consecuencia de los grandes esfuerzos producidos por el peso del tablero, da lugar a un proyecto muy ambicioso, cuyo núcleo será la sustitución del vano central de hormigón existente en ambos tableros por otro mixto, y que acabará ejecutándose en el año 2017. Las operaciones de sustitución de los vanos centrales se realizaron en un total de cuatro noches espaciadas en intervalos de 15 días, utilizando carretones modulares autopropulsados, y manteniendo el tráfico abierto durante el plazo total de ejecución de las obras.

La rehabilitación del Puente de la Paz constituye una obra de gran relevancia desde el punto de vista técnico y funcional en lo que se refiere a la rehabilitación de una estructura existente. Asimismo, la singularidad de esta obra junto con el gran esfuerzo realizado por todos los intervinientes, ha hecho que, recientemente, haya sido reconocida con el "Premio Demarcación de Madrid a la mejor Obra Pública 2018".



Figura 1. Maniobra de retirada Vano Sur



Figura 2. Vista de la estructura terminada



Figura 1. Fotomontaje del nudo tras la remodelación, cortesía de NDS.

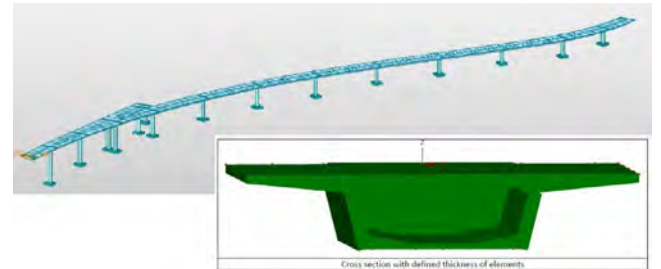


Figura 2. Modelo E.F. para análisis de tablero y subestructura del puente 211.

## Rehabilitación y refuerzo de puentes en nudo de Prievoz en Bratislava

- **José Manuel Simón-Talero Muñoz**  
Dr. Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Consejero Delegado.  
[jsimontalero@torroja.es](mailto:jsimontalero@torroja.es)
- **Carlos J. Bajo Pavía**  
Ingeniero de Caminos. FERROVIAL AGROMAN S.A. Jefe de Área Estructuras de Obra Civil.  
[carlos.bajo@ferrovial.com](mailto:carlos.bajo@ferrovial.com)
- **Ángel Carriazo Lara**  
Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Director Técnico.  
[acarriazo@torroja.es](mailto:acarriazo@torroja.es)
- **Luis Martín-Tereso López**  
Ingeniero de Caminos. FERROVIAL AGROMAN S.A. Jefe de Departamento Estructuras de Obra Civil.  
[l.martin@ferrovial.com](mailto:l.martin@ferrovial.com)
- **Álvaro Mazariegos Borobio**  
Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Ingeniero de Proyecto.  
[amazariegos@torroja.es](mailto:amazariegos@torroja.es)
- **Wojciech Włodzimirski**  
Ingeniero de Caminos. FERROVIAL AGROMAN S.A. D4r7. Structures Design Manager.  
[wwlodzimirski@ferrovial.com](mailto:wwlodzimirski@ferrovial.com)

### PALABRAS CLAVE:

Rehabilitación, refuerzo, pretensado exterior, durabilidad.

### RESUMEN

Dentro del proyecto de la nueva circunvalación de Bratislava D4R7 se incluye la rehabilitación de los puentes del enlace de Prievoz, importante nudo vial actual que debe remodelarse para permitir la conexión de la nueva autopista R7 de acceso a la ciudad.

La actuación afecta a 8 estructuras existentes construidas en los años 80. 6 de ellas responden a la tipología de cajón continuo postesado de 2.06m de canto y luces de hasta 46 m, mientras que las otras 2, que conforman una rotonda, son una losa curva postesada empotrada en los estribos, formando un pórtico, con canto variable entre 1.35 m y 2.15 m y una luz libre de vano de 39 m.

La actuación tiene un doble objetivo:

- Rehabilitación integral para subsanación de los defectos observados durante la inspección especial realizada a las estructuras, mejorando sus condiciones de durabilidad para asegurar una vida útil de 100 años.
- Refuerzo estructural necesario para su adecuación al cambio normativo: Deben diseñarse como estructuras nuevas de acuerdo a los Eurocódigos, tanto en las acciones a considerar como en bases de diseño, y para resistir las cargas del sismo de acuerdo a la nueva normativa eslovaca, que impone una acción sísmica superior a la considerada en el proyecto original. El refuerzo estructural tipo de los tableros diseñado incluye un nuevo pretensado exterior longitudinal no adherente por el interior del cajón, refuerzo local de armadura de cortante en almas mediante barras activas de acero pretensado y refuerzos locales del armado transversal en cara superior de tablero.

En pilas, se acometen recercados de alguna cimentación y refuerzo de pilas.

## Remodelación edificio Castellana 81

- **Antonio Martínez Cutillas**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[amartinez@cfcsl.com](mailto:amartinez@cfcsl.com)
- **Miguel A. Gil Ginés**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[magil@cfcsl.com](mailto:magil@cfcsl.com)



## PALABRAS CLAVE:

Rehabilitación.



Figura 1. Construcción del edificio.

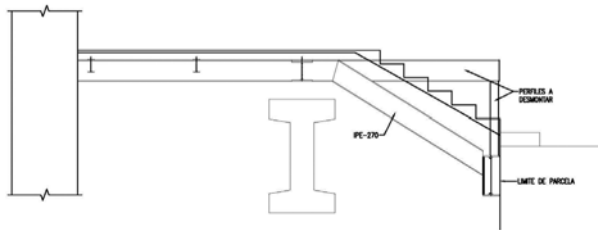


Figura 2. Escalera prolongada en anchura.

## RESUMEN

A los 42 años de su construcción se realizan obras de rehabilitación del edificio Castellana 81 conocido como Banco de Bilbao que fueron sus promotores con proyecto de Sáez de Oiza. La remodelación es fundamentalmente arquitectónica requiriendo actuaciones estructurales puntuales principalmente para dotar al edificio de suficiente capacidad de evacuación de acuerdo con las exigencias actuales. De esta forma se han realizado tres nuevas escaleras de evacuación y se ha habilitado la plataforma de desembarco de dos escaleras mecánicas previstas en el proyecto original pero que no se llegaron a colocar. También se ha mejorado el transporte vertical ampliando el recorrido de algunos ascensores.

## *Reparación de apoyos a media madera en el tablero sur del puente de la Avenida del Mediterráneo (A-3 sobre M-30) mediante izado de vanos isostáticos*

- **Tomás Ripa Alonso**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. LRA Infrastructures Consulting. Socio-Director.  
[tomasripa@lraingenieria.es](mailto:tomasripa@lraingenieria.es)
- **Lucía López-De Abajo López**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Estudiante pre-doctoral.  
[lucia.lopezdeabajo@upm.es](mailto:lucia.lopezdeabajo@upm.es)

- **Miguel Ángel Delgado Núñez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TECYRSA. Director Técnico.  
[madelgado@tecyrsa.com](mailto:madelgado@tecyrsa.com)
- **José María Martínez Gutiérrez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SARENS. Gerente de propuestas técnicas.  
[josemaria.martinez@sarens.com](mailto:josemaria.martinez@sarens.com)
- **Ana Belén Fernández Cañada**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Madrid Calle 30. Responsable de estructuras y obras.  
[fernandezca@mc30.es](mailto:fernandezca@mc30.es)
- **Rubén Álvaro Sanz**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Madrid Calle 30. Responsable de estructuras y obras.  
[alvarosr@mc30.es](mailto:alvarosr@mc30.es)

## PALABRAS CLAVE:

Reparación y refuerzo de estructuras, apoyos, media madera, izado, isostático.

## RESUMEN

Durante los meses de agosto y noviembre de 2017 se llevó a cabo la reparación de los apoyos a media madera del tablero sur del Puente de la Avenida del Mediterráneo, que resuelve el cruce de la A-3 sobre la M-30 a la altura de su P.K. 9+000. Esta actuación vino motivada por el acusado estado de deterioro que presentaba uno de dichos apoyos, dado que una de las ménsulas cortas había sufrido una rotura de gran entidad, con una pérdida de sección de hormigón que afectaba a la anchura completa de la ménsula, corrosión de armaduras y constantes filtraciones que agravaban estas patologías.



Figura 1. Sistema de izado colocado sobre la estructura.



Figura 2. Vano isostático levantado para reparación de apoyos a media madera.

Para ejecutar la reparación de estos deterioros, las zonas de apoyo dañadas debían resultar completamente accesibles; y

por otro lado, dada la elevada intensidad de tráfico que soportan tanto la A-3 como la M-30, debía realizarse con la menor afección posible a la circulación.

Por ello, habida cuenta de la magnitud de los daños y la singularidad de los condicionantes que envolvían esta reparación, se optó por la elevación de los vanos isostáticos mediante pórticos metálicos apoyados directamente sobre la propia estructura. Estos pórticos, equipados con gatos de cable, llevaban a cabo la maniobra de izado y descenso de los vanos, sosteniendo también el vano elevado durante la reparación y refuerzo de los apoyos a media madera.

Asimismo, durante el desarrollo de las obras, fue necesario solventar ciertos imprevistos que no había sido posible detectar durante la fase de redacción del proyecto de rehabilitación como la existencia de pernos de anclaje pasantes en las medias maderas, que requirieron trabajos de hidrodemolición del tablero para retirarlos; o la falta de regularidad y horizontalidad existente en las superficies de las ménsulas, que exigió la nivelación precisa de estas zonas para garantizar el adecuado funcionamiento de los nuevos apoyos.

## Reparación del sistema de tirantes del puente de la Arena, Muskiz, Vizcaya

- **Zigor Gómez Gómez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Freyssinet S.A.U. Ingeniero Departamento Técnico.  
[zigor\\_g@freysinnet-es.com](mailto:zigor_g@freysinnet-es.com)
- **Nicolas Trotin**  
Ingeniero Industrial. Freyssinet S.A.U. Ingeniero Departamento Técnico.  
[nicolas\\_t@freysinnet-es.com](mailto:nicolas_t@freysinnet-es.com)
- **Txomin Echeveste**  
Ingeniero Civil. Freyssinet S.A.U. Jefe de Obra.  
[txomin\\_e@freysinnet-es.com](mailto:txomin_e@freysinnet-es.com)
- **Pedro Sancho González**  
Ingeniero Técnico de Obras Públicas. Freyssinet S.A.U. Delegado Zona Norte.  
[pedro\\_s@freysinnet-es.com](mailto:pedro_s@freysinnet-es.com)
- **Pablo Vilchez Motino**  
Ingeniero Industrial. Freyssinet S.A.U. Director Departamento Técnico.  
[pablo\\_v@freysinnet-es.com](mailto:pablo_v@freysinnet-es.com)

### PALABRAS CLAVE:

Sustitución de cordones, tirantes, vaciado de anclajes, vaina global. reparación y refuerzo de estructuras.

### RESUMEN

El viaducto de La Arena fue puesto en servicio en el año 1992, formando parte de la Autopista del Cantábrico A-8 en el término municipal vizcaíno de Muskiz.

El puente de La Arena es una estructura continua de 666.90 metros de longitud distribuidos en 7 vanos. Los 2 vanos de acceso tienen una longitud entre apoyos de 70.20 metros y los 5 vanos centrales tienen una longitud de 105.30 metros, todos ellos atirantados.

El sistema de atirantamiento es tipo PSS y está formado por 12 tirantes en cada mástil, dispuestos simétricamente de forma que hay 6 tirantes a cada lado del mástil, en un solo haz centra-

do sobre el tablero. Cada tirante está formado por 37 cordones de 0.62" de diámetro, con los anclajes activos en el tablero y los pasivos en los mástiles. El sistema de tirantes consta de cordones paralelos autoprottegidos (galvanizado, cera de relleno de intersticios y vaina individual) sin vaina global.



Figura 1. Vista general - Estado inicial.



Figura 2. Vista general - Estado final.

Freyssinet participó en la reparación, como especialista en el sistema de tirantes, realizando la inspección de los anclajes inferiores, para lo cual hubo que extraer la cera de la cámara interior del anclaje, la reparación de los desviadores inferiores y superiores, la sustitución completa del tirante P5-2A, el reemplazo de 208 cordones en sustituciones parciales en los

tirantes, el ajuste de las fuerzas y la instalación de vaina global y sus elementos de conexión en todos los tirantes.

El principal objetivo fue reparar los elementos del sistema de tirantes deteriorados, sustituir los cordones con presencia de daños e instalar una nueva vaina global que impidiera la llegada de agua a la zona del anclaje inferior, para cual hubo que desarrollar una vaina global en semi cáscaras continua a lo largo del tirante.

## Reparación muelle de bloques Al-Kout (Kuwait). Inspección, diseño reparación y supervisión de obras

- **Gonzalo Aivar Mateo**  
Ingeniero de Caminos. PROES Consultores S.A. Director Departamento Asistencias Técnicas.  
[gaivar@proes.engineering](mailto:gaivar@proes.engineering)
- **Elena Seguido Fernández-Tresguerres**  
Ingeniera de Caminos. PROES Consultores S.A. Directora Proyecto Rehabilitación & Mantenimiento.  
[eseguido@proes.engineering](mailto:eseguido@proes.engineering)
- **Jorge Alberto Cerezo Macías**  
Ingeniero de Caminos. PROES Consultores S.A. Director Área Consultoría y A.T.  
[acerezo@proes.engineering](mailto:acerezo@proes.engineering)
- **Miguel Reques Laso**  
Ingeniero de Caminos. PROES Consultores S.A. Especialista Obras Marítimas.  
[mreques@proes.engineering](mailto:mreques@proes.engineering)

### PALABRAS CLAVE:

Inspección, reparación, muelle, bloques, asientos, fisuras.

### RESUMEN

PROES ha sido contratado por el propietario de un muelle de atraque destinado al izado de embarcaciones para su reparación en tierra. La estructura presentaba una serie de patologías: asientos, apertura de juntas, fisuras y grietas, etc., razón por la cual en distintas fases de los trabajos se realizó una inspección de las estructuras, aérea y subacuática, un análisis de las mismas, especialmente centrado en su origen y posibles soluciones, el diseño de las reparaciones y finalmente la supervisión de los trabajos de reparación proyectados.

El muelle es una estructura de gravedad construida con bloques de hormigón en masas, que se encuentra situado en la costa Souk Al-Kout, en Fahaheel, Kuwait.

La configuración en planta del atraque tiene una alineación en tierra, paralela a la costa y dos brazos perpendiculares a la primera, dispuestos en paralelo de forma de permitir que las patas del polipasto (sistema para izar los barcos) transiten por ambos lados, por encima de la embarcación, que se sitúa entre estos dos brazos.

La alineación del lado tierra tiene una longitud de 7.50 m y las dos perpendiculares de unos 20.00 m, dejando una lámina de agua de 7.50 m entre ellas.

La estructura se resuelve con cinco hileras de bloques de hormigón en masa, apoyada a la cota - 4.80 m sobre una capa de regularización sobre el fondo del dragado realizado, que rematan en una viga en la parte superior a la cota +4.00.

El espesor de la estructura de bloques es variable, la primera

hileras en contacto con el terreno tiene 3.60 m de ancho y la última 1.20 m en el caso de la alineación lado tierra y de 2.50 m en las perpendiculares.

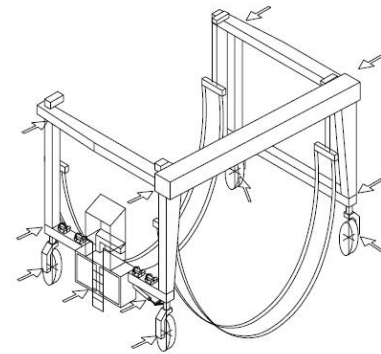


Figura 1. Croquis Grúa ASCOM modelo BHT 100.

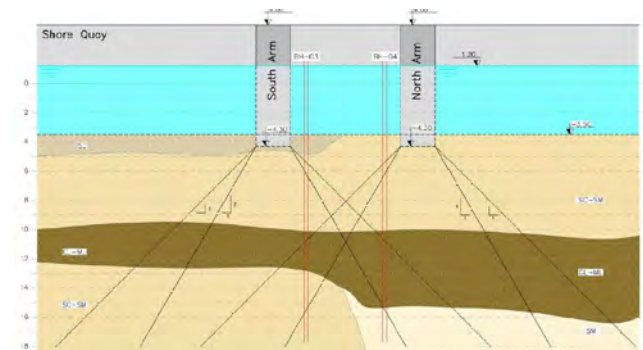


Figura 2. Perfil geotécnico BH-3 y BH-4.

## Replacement of Soderstroms Rail Bridge, Stockholm-Sweden

- **José María Martínez Gutiérrez**  
MSc Civil Engineer. SARENS. Technical Solutions Spain Manager.  
[Josemaria.martinez@SARENS.com](mailto:Josemaria.martinez@SARENS.com)
- **Dimitri Laurent Objet**  
MSc International Management & Business Administration. SARENS. Sales Manager HUB2 – Southern Europe / Africa.  
[dimitri.laurent@SARENS.com](mailto:dimitri.laurent@SARENS.com)

### KEY WORDS:

Replacement, bridge decks, barges, tugs, SPMTs (Self propelled modular trailers).

### ABSTRACT

SARENS is actually performing the replacement of the Soderstroms South rail bridge for the Getingmidjan project in the center of the city of Stockholm, Sweden. SARENS will dismantle the 3 steel segments of the existing bridge (2x700 t and 90 m length, and 1x300 t and 45 m length) and will install the 2 new steel segments bridges (one of 1.400 t and 180 m length, and 1x300 t and 45 m length). All these manoeuvres are being performed from 15<sup>th</sup> May till 30<sup>th</sup> July'19, and the replacements itself will be done during the temporary 8 weeks shut down of the rail tracks.

The new bridge sections (same weight/shape as the existing ones) will be fabricated in Tallinn (Estonia) and SARENS has already loaded them out with SPMTs in our 400 ft barge are were sailed to Södertälje Harbour in Sweden. There, these bridge sections were transferred one by one to a smaller barge able to sail through the locks and river/lakes to get into the Mälaren Sea until Västerås Harbour, where the two larger sections were welded together. Again these bridge sections were transferred to another barges able to sail until the jobsite at central Stockholm, where they are storage temporarily around the 26th of June.

The existing 3 bridge sections will be removed by SPMTs on barges with some additional steel structure on them to reach the right level and will be transported until Västerås Harbour, where they will be loaded in and scraped.

The installation of the major bridge section will be carried out by 4 barges with SPMTs at a time. It is planned by 13-16th of July 2019.

This operation is being performed for IMPLenia and owner TRAFIKVERKET.



Figure 1. Detail of removal old section in Stockholm.



Figure 2. Load outs of three new bridge sections at Tallinn by means of SPMTs on Caroline SARENS 400ft barge.

## Step Forward in Fatigue Assessment on Bridges: the Fasstbridge Methodology

- **David Garcia-Sanchez**  
PhD MSc Civil Engineering, TECNALIA. Senior Researcher.  
[david.garciasanchez@tecnalia.com](mailto:david.garciasanchez@tecnalia.com)

- **Mazen Wahbeh**  
PhD PE MSc Civil Engineering. Alta Vista Solutions. Executive Chairman.  
[mwahbeh@altavistasolutions.com](mailto:mwahbeh@altavistasolutions.com)
- **Mikel Ezquerro**  
MSc Mechanical Engineering. TECNALIA.  
[mikel.ezquerro@tecnalia.com](mailto:mikel.ezquerro@tecnalia.com)
- **Jesús Díez**  
MSc Mechanical Engineering. TECNALIA.  
[jesus.diez@tecnalia.com](mailto:jesus.diez@tecnalia.com)
- **Rami Boundouki**  
PhD PE MSc Civil Engineering. Alta Vista Solutions. Vice President.  
[rboundouki@altavistasolutions.com](mailto:rboundouki@altavistasolutions.com)
- **Luis Sopeña**  
PE MSc Civil Engineering. gGRAVITY Engineering. Senior Structural Engineer.  
[lsopenac@ggravityeng.com](mailto:lsopenac@ggravityeng.com)
- **Sylvain Chataigner**  
PhD MSc Civil Engineering. IFSTTAR. Senior Researcher.  
[sylvain.chataigner@ifsttar.fr](mailto:sylvain.chataigner@ifsttar.fr)

### KEY WORDS:

Steel bridge, fatigue, residual life, life time extension, CFRP.

### ABSTRACT

Steel bridges present frequent fatigue problems that reduce their load-carrying capacity and residual life. The increase of traffic flows and loads in the last decades has a direct influence on this issue, especially on structures designed and erected many years ago. The evident dependence on road networks makes prevention of fatigue a high priority in order to minimize traffic disruptions and costly interventions. Fatigue is a progressive and local weakening process in which structural damage is accumulated due to the continuous and repetitive application of external loads (vehicles and trucks in the case of steel bridges); although these load levels may be below the ultimate structural capacity.

The ERA-NET Plus project FASSTBRIDGE was launched aiming at developing a complete methodology including a calculation method for assessing the remaining life of steel bridges in terms of fatigue, a designing and applying method for the strengthening intervention, and a strengthening system relying on the use of adhesively bonded CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer).

The paper presents the FASSTbridge fatigue assessment tool, which has been designed to work with codes based on The American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) or the European Union's Eurocode and its implementation in Jarama Bridge (Madrid, Spain). Indeed, this methodology is an evolution of the existing probabilistic and deterministic methods. It means an advance from the analysis based on the standard load model to the more precise load approaches getting an easy assessment with satisfactory accuracy level facilitating a real preventive assessment of existing steel bridges.

The innovation of FASSTbridge is to provide an integral and complete solution which embraces the whole process, from the assessment of possible fatigue damage, to the maintenance of the applied strengthening system to achieve a sustainable and cost-effective preventive strategy for life time extension of steel bridges.



Figure 1. General view, Jarama Bridge.

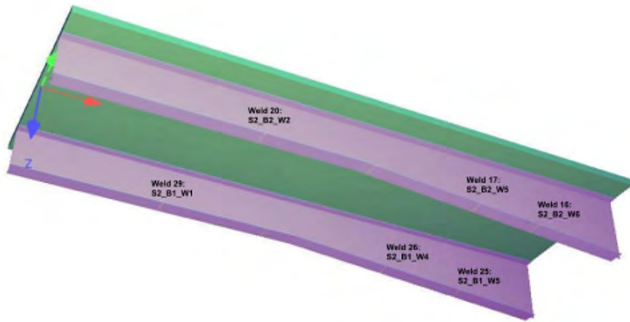


Figure 2. Case 0- Un-strengthened System (for comparison).

## Sustitución de los tirantes del puente internacional del Guadiana

- **Sierra Ruiz Rabadán**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Dywidag Sistemas Constructivos.  
Jefe de proyecto.  
[ruiz@dywidag-sistemas.com](mailto:ruiz@dywidag-sistemas.com)
- **Jhonny Brito**  
MSc. Civil Engineer. Dywidag Sistemas Constructivos. Director comercial.  
[jhonny.brito@dywidag-sistemas.com](mailto:jhonny.brito@dywidag-sistemas.com)
- **Fernando Martínez Pérez-Beato**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dywidag Sistemas Constructivos.  
Director técnico.  
[martinez@dywidag-sistemas.com](mailto:martinez@dywidag-sistemas.com)
- **Damián Yerone Neustadt**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dywidag Sistemas Constructivos.  
Responsable departamento de obras.  
[yerone@dywidag-sistemas.com](mailto:yerone@dywidag-sistemas.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente atirantado, sustitución tirantes, rehabilitación.

### RESUMEN

El puente internacional sobre el Guadiana se localiza en la frontera sur entre España y Portugal entre la localidad de Ayamonte (Huelva) y Castro Marim (Faro). Se trata de uno de los puentes atirantados más emblemáticos de la Península Ibérica cuya construcción finalizó en 1991. Esta estructura de 666 metros se configuró con dos pilonos con forma triangular conectados con el tablero mediante 128 tirantes salvando un vano central de 324 m. Los tirantes están compuestos por cordones engrasados y enfundados con una magnitud que va desde los

22 hasta los 55 cordones de acero 0.62", siendo una característica singular el que no dispongan de vaina global de protección del conjunto de cordones.

En los últimos años el deterioro de los tirantes se hizo más evidente si cabe con la rotura de dos de los cordones que lo forman, lo que propició el inicio de su rehabilitación. Aunque en primera instancia el proyecto contemplaba la reposición únicamente de los cordones dañados, las primeras inspecciones realizadas confirmaron el mal estado de los tirantes y sus anclajes y condujo a la decisión final de sustitución integral del sistema de tirantes.

La operación de sustitución de tirantes es más compleja que la instalación de tirantes en una estructura nueva. Para este reto, se emplea la más alta tecnología para conseguir desmantelar tirantes de longitudes entre 60 y 168 m y con un nivel de carga elevado. El procedimiento consiste en el destesado cordón a cordón con un puente de destesado y el empleo de medios de elevación en los que prime la seguridad para el desmantelamiento de los anclajes y cordones antiguos.

Los nuevos tirantes se instalan con la más exigente tipología actual base del diseño de los nuevos proyectos atirantados. Los cordones disponen de una triple barrera anticorrosiva (cordón galvanizado, encerado y enfundado y dispuesto en vaina global) y amortiguadores que garantizan su comportamiento y durabilidad, sin olvidar su adaptación a la geometría actual.



Figura 1. Vista global del puente antes del inicio de los trabajos de rehabilitación.



Figura 2. Sistema de tesado ConTen®.

## Sustitución de tirantes del puente Fernando Reig (Alcoy)

- **Hugo Corres Peiretti**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. Consejero.  
[hcp@fhcor.es](mailto:hcp@fhcor.es)
- **Ismael Ferrer Domingo**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ministerio de Fomento. Director de Obra.  
[csm@fhcor.es](mailto:csm@fhcor.es)
- **Javier León González**  
Dr. Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Director Técnico.  
[jljg@fhcor.es](mailto:jljg@fhcor.es)
- **Julio Sánchez Delgado**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Director Técnico.  
[jsd@fhcor.es](mailto:jsd@fhcor.es)
- **Cristina Sanz Manzanedo**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Directora de Departamento de Obra Civil.  
[csm@fhcor.es](mailto:csm@fhcor.es)
- **Gemma Fernández García**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Jefa de proyecto.  
[gfg@fhcor.es](mailto:gfg@fhcor.es)

### PALABRAS CLAVE:

Tirantes inyectados, rotura tirante, autopsia, sustitución.

### RESUMEN

El puente Fernando Reig constituyó, en 1987, toda una innovación en la ingeniería de puentes en España y en el mundo. Atirantado, de una tipología muy en boga en aquellos años, este puente introdujo la novedad de la prefabricación industrializada en la construcción de puentes de gran luz.

La estructura tiene una longitud total entre estribos de 273 m, con un tramo inicial atirantado de 240 m de longitud y un último salto de 33 m desde esa pila hasta el estribo 2. La pila 1, con casi 90 m de altura total, sirve de elemento del que parten, a modo de abanico, 19 parejas de tirantes de los que pende el tablero.

En 2015 se iniciaron trabajos de adecuación funcional de la plataforma. A finales de julio de 2016, cuando estaban muy avanzados los trabajos, se produjo la rotura de uno de los tirantes. A principios de septiembre de ese mismo año el tirante fue sustituido por otro de nueva tecnología.



Figura 1. Detalle de cordones en zona de rotura de tirante.

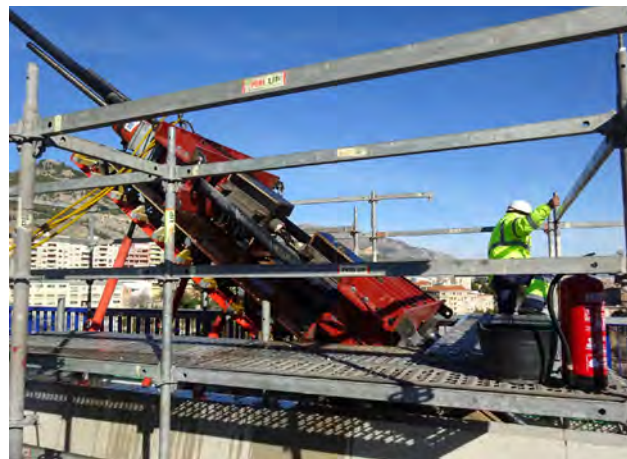


Figura 2. Sistema de desmontaje de tirantes.

La incertidumbre generada por el estado del resto del tablero, motivó, en primer lugar, la decisión de cortar completamente el tráfico. Adicionalmente, para dilucidar el origen del problema, se realizó de la autopsia del tirante roto y la inspección del resto de los tirantes. Tras este análisis, y ante la imposibilidad de asegurar que los tirantes existentes, en toda su longitud, satisficieran los requisitos reglamentarios de seguridad para su reapertura al tráfico, se decidió acometer la sustitución del 100% de los tirantes. Esa tarea ha resultado ser muy compleja y, hasta donde los autores saben, no existen precedentes comparables.

## Terminal portuario “North Pier” (Kuwait). Inspección y redacción feed rehabilitacion

- **Jorge Alberto Cerezo Macías**  
Ingeniero de Caminos. PROES Consultores S.A. Director Área Consultoría y A.T.  
[acerezo@proes.engineering](mailto:acerezo@proes.engineering)
- **Gonzalo Aivar Mateo**  
Ingeniero de Caminos. PROES Consultores S.A. Director Departamento Asistencias Técnicas.  
[gaivar@proes.engineering](mailto:gaivar@proes.engineering)
- **Elena Seguido Fernández-Tresguerres**  
Ingeniera de Caminos. PROES Consultores S.A. Directora Proyecto Rehabilitación & Mantenimiento.  
[eseguido@proes.engineering](mailto:eseguido@proes.engineering)
- **María Gómez Irigaray**  
Ingeniera Naval. PROES Consultores, S.A. Directora Departamento Ingeniería Civil.  
[mgomez@proes.engineering](mailto:mgomez@proes.engineering)
- **Javier Íñigo Mallo**  
Ingeniero Civil. PROES Consultores S.A. Especialista Rehabilitación & Mantenimiento.  
[jinigo@proes.engineering](mailto:jinigo@proes.engineering)
- **Jaime Martínez Arigita**  
Ingeniero Civil. PROES Consultores S.A. Especialista Rehabilitación & Mantenimiento.  
[jmartinez@proes.engineering](mailto:jmartinez@proes.engineering)

### PALABRAS CLAVE:

Inspección, FEED, rehabilitación, atraque, terminal, metálica, pilotes.

## RESUMEN

PROES ha realizado para KNPC (Compañía Nacional del Petróleo Kuwaití) la inspección de dos de sus terminales de la refinería situada en Mina Al-Ahmadi en Kuwait. Ambos terminales tienen similares características y los trabajos realizados fueron los mismos.

En el primero en que PROES trabajó, entre 2013 y 2014, realizando la inspección y la redacción del FEED de rehabilitación se denominada “*South Pier*”, y las obras previstas ya se han realizado.

En el otro terminal, denominado “*North Pier*”, PROES ha trabajado entre 2015 y 2016, y se encuentra en proceso de rehabilitación actualmente.

En la presenta ponencia se expondrá los trabajos de inspección área y subacuática realizada sobre las estructuras y otros elementos del “*North Pier*” así como también las soluciones propuestas para la rehabilitación propuesta para garantizar la nueva vida útil requerida por las instalaciones.

El *North Pier* está compuesto por un muelle de 702 m de longitud y 32 m de ancho y un puente de acceso de 1443 m de longitud, con un ancho de unos 16.00 m, 12.40 m para alojar el rack de tuberías y 3.70 m para el acceso de vehículos.

La estructura del Muelle está formada por 297 pórticos metálicos, cuyos pilares son 810 pilotes, mientras que en el caso del puente de acceso, la estructura está formada por 193 pórticos metálicos con un total de 2120 pilotes. Además hay otras estructuras que complementan el terminal, como los Duques de Alba.

La inspección además de registrar el estado de las estructuras tanto en su parte aérea como subacuática, también incluía la inspección del sistema de protección catódica, el estado del tablero de madera, el estado de las defensas y bolardos, el sistema de apoyo de tuberías, y la inspección de las edificaciones que se sitúan sobre el muelle y el puente de acceso.



Figura 1. Vista general del muelle del “North Pier”.



Figura 2. Defensas.

## Viaducto de Ruitelán. Sustitución de pretil

- **Jorge Alberto Cerezo Macías**  
Ingeniero de Caminos. PROES Consultores S.A. Director Área Consultoría y A.T.  
[acerezo@proes.engineering](mailto:acerezo@proes.engineering)
- **Elena Seguido Fernández-Tresguerres**  
Ingeniera de Caminos. PROES Consultores S.A. Directora Proyecto Rehabilitación & Mantenimiento.  
[eseguido@proes.engineering](mailto:eseguido@proes.engineering)

### PALABRAS CLAVE:

Puentes, rehabilitación, pretil, hidrodemolición.

### RESUMEN

El viaducto de Ruitelán es un puente situado en el P.K. 424+000 de la autovía que une Madrid con La Coruña y que fue originalmente construido en los años setenta para permitir el paso de la N-VI sobre el arroyo Real en el municipio de Ruitelán. Posteriormente fue reconstruido parcialmente y su tablero ampliado para alojar una de las dos calzadas actuales de la autovía A-6.

Se trata de una estructura singular ya que en sus nueve vanos cuenta con tres tipologías diferentes. Recientemente ha requerido una intervención importante en la margen derecha de su tablero para realizar la sustitución del pretil.

Esta intervención, realizadas por procedimiento de emergencia, motivada por una parte por el fuerte deterioro que presentaba el pretil existente, y por otra por la actual normativa referente a los sistemas de contención, fue diseñada y realizada aplicando distintas técnicas constructivas con el objetivo de minimizar las afecciones a la estructura existente, así como también a los usuarios de esta importante vía de comunicación.

Los trabajos realizados incluyeron el desmontaje del sistema de contención existente, la hidro-demolición parcial del tablero, el uso de carros de encofrado, el refuerzo de armaduras y el hormigonado para la reconstrucción y ampliación parcial del tablero, la impermeabilización y pavimentación parcial del tablero y la instalación del nuevo pretil.

PROES ha intervenido diseñando las actuaciones y supervisando las mismas, que han incluido la modernización del sistema de contención y la rehabilitación de la estructura existente, lo que ha permitido incrementar la vida útil de la misma y mejorar la seguridad del tráfico.



Figura 1. Vista general una vez sustituido el pretil.



Figura 2. Detalle de los deterioros.

## Viaductos de Somonte A-8 PK 385+710 (Asturias). Obras de rehabilitación

- **Jorge Alberto Cerezo Macías**  
Ingeniero de Caminos. PROES Consultores S.A. Director Área Consultoría y A.T.  
[acerezo@proes.engineering](mailto:acerezo@proes.engineering)
- **Elena Seguido Fernández-Tresguerres**  
Ingeniera de Caminos. PROES Consultores S.A. Directora Proyecto Rehabilitación & Mantenimiento.  
[eseguido@proes.engineering](mailto:eseguido@proes.engineering)

### PALABRAS CLAVE:

Puentes, rehabilitación, pilas, hidrodemolición, inhibidores, esclerometría.

### RESUMEN

Los viaductos de Somonte (ambas calzadas), situados en la autovía A-8, aproximadamente en el P.K. 385+710, constituyen dos estructuras paralelas con características similares (calzada derecha e izquierda), de tramos isostáticos de alineación recta, con tablero tipo viga-cajón pretensada y pilas de hormigón armado. Cada estructura consta de 17 vanos de luz máxima 47 m., dando a cada puente una longitud total de unos 800 m. La anchura del tablero es de 12.30 m.

Las pilas tienen una sección paralelepípedica, hueca, y alcanzan una altura máxima de 21 m. Los estribos son de hormigón armado, formados por muros de frente y de vuelta.

La calzada de 10.10 m tiene dos carriles en el mismo sentido, y arcenes. Las aceras, a ambos lados del tablero, tienen una anchura de 1.10 m, y se encuentran actualmente protegidas por una barandilla en el borde del tablero y una doble bionda para la separación de tráfico.

Por debajo del vano 9 del puente, discurre el río Pinzales y bajo el vano 6 la línea de ferrocarril FEVE.

PROES ha realizado en este Viaducto una inspección, centrada principalmente en las pilas, analizando en detalle las patologías y el desarrollo de las mismas así como su medición y el grado de avance de las afecciones, de forma de poder valorar la

capacidad resistente de las mismas y acometer las reparaciones necesarias, por procedimiento de emergencia.

Posteriormente, se ha realizado la supervisión de las obras de reparación de las pilas, que han incluido, entre otros, trabajos de hidrodemolición y limpieza con agua a presión, picado de partes sueltas, pasivación de armaduras, reparación con morteros, tratamiento con inhibidores y pintura.

Con estas actuaciones en las pilas se han saneado las patologías y se garantiza la funcionalidad, la seguridad estructural y la durabilidad de los viaductos en su vida útil.



Figura 1. Detalle del deterioro en una pila.



Figura 2. Medición separación barras.



# Ampliación

---

## Ampliación de los cabeceros de pilonos en la ampliación del puente de Rande (Vigo)

- **D<sup>a</sup> Fátima Otero Vieitez**  
Ingeniero de Caminos, C.y P. Grupo Puentes. Directora Grandes Proyectos y Servicios Técnicos.  
[fotero@puentes.com](mailto:fotero@puentes.com)

### PALABRAS CLAVE:

Ampliación, atirantado, izado, pórtico, cabecero metálico.



Figura 1. Izado de una de las piezas que forma parte del dintel.



Figura 2. Vista del pórtico de izado instalado para el izado del cabece-ro de ampliación de las torres del puente.

### RESUMEN

La ampliación del puente de Rande, finalizada en 2018, supuso un hito sin precedentes conocidos en la ampliación lateral sobre un puente atirantado de gran luz ejecutado con la infraestructura en abierta al tráfico.

Para sustentar el tablero ampliado se dispusieron sobre sus dos pilonos sendas estructuras metálicas de 750 Tn., en forma de U invertida, destinadas al anclaje de los nuevos tirantes.

Cada cabecero metálico está formado por un dintel horizontal, dos hombros de anclaje y dos embellecedores verticales. Cada parte se subdividió a su vez en piezas fabricadas en taller,

trasladadas por carretera hasta la explanada de acopio y por mar hasta la base del puente.

El dintel horizontal se fragmentó en 6 piezas de pesos inferiores a 13 Tn, izadas y posicionadas mediante grúa torre sobre la plataforma dispuesta en el travesaño superior del pilono. Allí se soldaron formando el dintel.

Los hombros laterales en L, de unas 300 Tn. de peso, alojan los anclajes de los tirantes y los apoyos esféricos. Se montaron soldando dos piezas sobre las zapatas de los pilonos y su izado exigió desarrollar unos pórticos capaces de elevar piezas por un lateral de la torre y con capacidad de giro 360° de la carga. Dichos pórticos se instalaron en la coronación de los pilonos conformando dos baterías de cuchillos dobles sobre las que deslizaban dos carros con sendas unidades de izado de 185 Tn cada uno de ellos. Cada pórtico izó, posicionó y arriostró los dos hombros en su lugar definitivo. A continuación, elevó el dintel desde la plataforma superior hasta su posición final y allí se efectuó la soldadura para que las piezas ensambladas fuesen autorresistentes.

Finalmente, los embellecedores verticales bajo los hombros se izaron en tres piezas con el pórtico y un balancín, ensamblándose en altura mediante uniones atornilladas.

---

## Ampliación del hospital de Al Adan (Kuwait)

- **Alvaro Olabarria**  
Arquitecto. GHESA.  
[aou@ghesa.es](mailto:aou@ghesa.es)
- **José Soriano Martín**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Equipo.  
[jsm@fhecor.es](mailto:jsm@fhecor.es)
- **Manuel Cadenas Aguado**  
Arquitecto. GHESA.  
[mdx@ghesa.es](mailto:mdx@ghesa.es)
- **Lore Mutiloa Albizu**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Ingeniero de Proyecto.  
[lma@fhecor.es](mailto:lma@fhecor.es)
- **Isaac Ruescas**  
Ingeniero de Caminos. GHESA.  
[irz@ghesa.es](mailto:irz@ghesa.es)
- **Leonardo Todisco**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.  
[leonardo.todisco@upm.es](mailto:leonardo.todisco@upm.es)

### PALABRAS CLAVE:

Hormigón prefabricado, pórticos de hormigón, núcleos verticales.

### RESUMEN

El hospital de Al Adan es el mayor hospital secundario de Kuwait. El hospital fue inaugurado en 1981 y aloja 809 camas cubriendo todas las especialidades generales.

Recientemente el Ministerio de Salud de Kuwait está procediendo a la ampliación de diferentes hospitales entre los que se encuentra el Hospital de Al Adan.

La ampliación del hospital de Al Adan incluye la construcción de seis nuevos edificios.

- Edificio hospitalario para mujeres y niños (WCH) (210.000 m<sup>2</sup>).
- Edificio de servicios centrales y quirófanos (SCS) (35.000 m<sup>2</sup>).
- Edificio de rehabilitación y fisioterapia (PT&R) (53.000 m<sup>2</sup>).
- Edificio de Administración de salud regional (HRA) (122.000 m<sup>2</sup>).
- Edificio de almacenamiento estratégico (SS). (13.500 m<sup>2</sup>).
- Aparcamiento de emergencia (ECP) (47.000 m<sup>2</sup>).

La suma de las superficies de los edificios de nueva construcción es de 480 500 m<sup>2</sup>.

Las obras dieron comienzo a finales de 2016 por lo que la estructura se plantea desde un primer momento como una estructura de hormigón armado prefabricada con el fin de poder cumplir con los plazos previstos.

Las soluciones estructurales empleadas consisten en general en pilares prefabricados e in situ y vigas prefabricadas formando pórticos. Estas vigas, en los casos del WCH y del SCS, están constituidas por semilasas pretensadas, que absorben los esfuerzos de tracción en el plano inferior de las vigas y que se utilizan como encofrado de la sección superior, hormigonada in situ y solidariamente conectada tanto con la semilosa como con el resto del pórtico y forjado.

Los forjados están constituidos por placas alveolares o en doble T. La estructura resistente frente a esfuerzos horizontales consiste en núcleos in situ de hormigón armado.

Se han diseñado también las galerías de conexión subterráneas entre edificios y las pasarelas de conexión de unos edificios con otros y con los existentes.



Figura 1. Render del edificio.



Figura 2. Ejecución de la obra..

## Ampliación del puente de Rande. Análisis de estabilidad frente al viento

- **Óscar Ramón Ramos Gutiérrez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria.  
[ramosor@unican.es](mailto:ramosor@unican.es)
- **José María Terrés Nicoli**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ORITIA & BOREAS. Presidente.  
[terresnicoli@oritiaboreas.com](mailto:terresnicoli@oritiaboreas.com)
- **Álvaro Serrano Corral**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA). Director Técnico.  
[alvaro.serrano@mc2.es](mailto:alvaro.serrano@mc2.es)
- **Ana Fernández Prieto**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. AUDASA. Directora de Obra.  
[a.fernandez@audasa.es](mailto:a.fernandez@audasa.es)
- **Haritz García Coca**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Haritz.Garcia@wsp.com](mailto:Haritz.Garcia@wsp.com)
- **Ángel Vidal Vacas**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA). Ingeniero.  
[angel.vidal@mc2.es](mailto:angel.vidal@mc2.es)

### PALABRAS CLAVE:

Aeroelasticidad, túnel de viento, estabilidad, instrumentación dinámica.

### RESUMEN

La propia naturaleza y singularidad del proyecto de ampliación del puente de Rande (ampliamente descrita en otras comunicaciones de este mismo congreso) aconsejaba la realización de estudios avanzados para caracterizar la influencia de la acción del viento sobre el tablero ampliado, tal como ya estaba contemplado desde la fase de proyecto.

Si bien los estudios y consideraciones realizados en fase de proyecto no aventuraban ningún tipo de comportamiento anómalo global, se han realizado nuevos estudios y ensayos durante la fase de obra que han permitido corroborar estas premisas y profundizar en una mejor caracterización de la acción del viento sobre el puente.

El estudio se centra en la determinación de las cargas de viento de diseño y evaluación de la estabilidad del diseño final de la Ampliación del puente de Rande para distintas direcciones de viento de interés e intensidades de turbulencia atmosférica. El estudio se fundamenta, por una parte, en el ensayo del modelo de sección estacionario y dinámico (basado en un modelo flexible aeroelástico y con flujos de alta y baja turbulencia) y, por otra, en el ensayo de la estructura completa en túnel de viento de capa límite.

Se han realizado también estudios complementarios mediante dinámica computacional (CFD).

Asimismo, las especiales condiciones meteorológicas sufridas durante los días 9, 10 y 11 de diciembre de 2017 en la ubicación del puente al paso del temporal asociado a la borrasca atlántica "Ana" (que dejó a su paso fuertes vientos, con periodos de retorno del orden de 50 años) permitieron extraer importantes y favorables conclusiones de lo que constituyó

una auténtica prueba de carga frente al viento a escala real (toda vez que se disponía de la información suministrada por la instrumentación dinámica del puente).

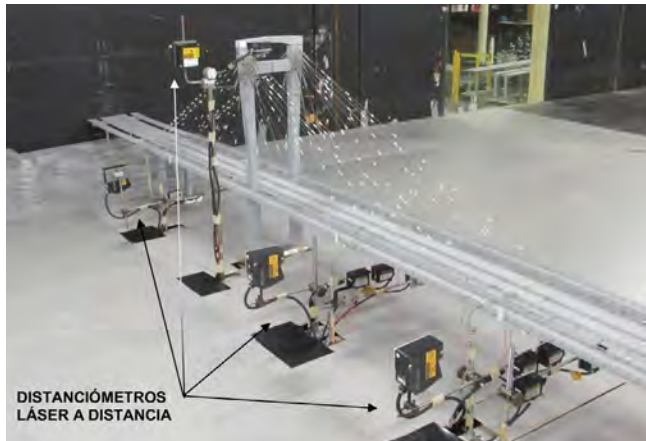


Figura 1. Ensayo en túnel de viento del puente.



Figura 2. Tormenta "Ana" azotando el puente antes de su puesta en servicio.

## Ampliación del puente de Rande. Control y verificación de medios auxiliares para la construcción

- **Manuel Ángel Díaz García**  
Ingeniero Industrial. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[ManuelAngel.Diaz@wsp.com](mailto:ManuelAngel.Diaz@wsp.com)
- **Miguel Rupérez Astarloa**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA). Ingeniero.  
[miguel.ruperez@mc2.es](mailto:miguel.ruperez@mc2.es)
- **Juan Peña Lasso**  
Ingeniero Industrial. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Juan.Pena@wsp.com](mailto:Juan.Pena@wsp.com)
- **Ana Fernández Prieto**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. AUDASA. Directora de Obra.  
[a.fernandez@audasa.es](mailto:a.fernandez@audasa.es)
- **Óscar Ramón Ramos Gutiérrez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria.  
[ramosor@unican.es](mailto:ramosor@unican.es)
- **Álvaro Serrano Corral**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA). Director Técnico.  
[alvaro.serrano@mc2.es](mailto:alvaro.serrano@mc2.es)

### PALABRAS CLAVE:

Supervisión, control, medios auxiliares, izado, construcción, instalación, carro.

### RESUMEN

El conjunto de maniobras y operaciones necesarias para la construcción de la ampliación del puente de Rande, así como los medios auxiliares necesarios para llevar a cabo estas, en tiempo récord, han supuesto un desafío a nivel organizativo, constructivo, y ejecutivo. Desde el izado de los enormes cabeceros que amplían ambos mástiles mediante los carros de izado *ad-hoc*, hasta el izado de las dovelas de ampliación también mediante carros y el tesado de los nuevos tirantes. Todo ello pasando por la ejecución de los innumerables medios auxiliares como, plataformas, grúas torre, pantallas de protección, plataformas, embarcaderos, pontonas de carga, útiles de manipulación de medios auxiliares.

La infraestructura necesaria para la consecución puntual de los objetivos semanales, ha tenido que ser diseñada, validada, construida, montada, supervisada y utilizada en tiempo récord. Para la correcta consecución de los objetivos, la supervisión de los proyectos de diseño y la inspección del correcto montaje y funcionamiento de los medios auxiliares, y de las propias maniobras han sido asuntos críticos.

Se ha llevado a cabo un proceso de control y supervisión de los proyectos basado en paquetes de diseño que aunaban documentación de diseño, cálculo, montaje y operación. Esta documentación ha sido gestionada desde obra y enviada a oficina para su supervisión dentro de un equipo 100% dedicado a este fin con un sistema de aseguramiento de la calidad, dentro de los plazos previamente marcados. Desde oficina se devuelven a obra la supervisión con su aprobación completa o con las sugerencias y exigencias necesarias que son remitidas al equipo de diseño, que las resuelve para su posterior validación y aplicación. El sistema utilizado ha resultado ser de una extraordinaria sencillez, operatividad, y eficiencia, resultando en ocasiones en modificaciones y mejoras en pro de la construcción, sin ralentizar la ejecución de la obra.



Figura 1. Pórtico para izado de cabecero de mástil.



Figura 2. Carros delantero y trasero para izado de dovelas.

## Ampliación del puente de Rande. Proceso de montaje del nuevo tablero

- **Héctor Bernardo Gutiérrez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity. Servicio de Procesos Constructivos.  
[h.bernardo@gmail.com](mailto:h.bernardo@gmail.com)
- **Juan José Consuegra Pérez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. DRAGADOS. Gerente  
[jjconsuegrap@dragados.com](mailto:jjconsuegrap@dragados.com)
- **Felipe Tarquis Alfonso**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity. Jefe del Servicio de Procesos Constructivos.  
[ftarquisa@ggravityeng.com](mailto:ftarquisa@ggravityeng.com)
- **Conchita Lucas Serrano**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. gGravity. Jefe del Departamento de Estructuras, Obras Marítimas y Cimentaciones  
[clucass@ggravityeng.com](mailto:clucass@ggravityeng.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente, Rande, ampliación, tirantes, avance voladizo, atirantado.

### RESUMEN

Puesto que el puente de Rande es un punto de cruce esencial en la zona de la ría de Vigo, era imprescindible que todo trabajo necesario para construir su ampliación no interrumpiera el tráfico ni afectase el entorno marino del estrecho de Rande. Por esta razón, el método de construcción del nuevo tablero tuvo por objeto minimizar las restricciones de tráfico manteniendo siempre un carril abierto en cada sentido y el no afectar el entorno, cumpliendo con las limitaciones impuestas por el puente existente.

En este sentido, en lugar del tradicional avance en voladizo donde la nueva dovela se iza habitualmente desde la anterior, se utilizaron dos carros uno apoyado en la dovela anterior y otro suspendido del puente existente.

La flexibilidad lograda al respecto del orden de izado de las dovelas así como los elementos dispuestos para el ajuste de los bordes, la simplicidad de la losa de hormigón o la afinada instalación de los tirantes, han permitido una ejecución en tiempo

récord, todo ello sin interrumpir o afectar al tráfico más que en horas puntuales siempre en horario nocturno.

Mención especial merecen las dovelas iniciales, 2 en cada torre, cuyo proceso de izado e instalación ha requerido de un particular izado utilizando el elemento emplazado sobre cada pilono así como un arriostamiento y sistema de guiado dadas sus particulares dimensiones de más de 50 m de longitud, especialmente en el lado de las grúas torre donde se debieron agujerear temporalmente para permitir el paso de éstas.

Por otra parte, el exhaustivo control geométrico y la capacidad de ajuste prevista han permitido una geometría final fiel a la planificada, logrando que la ampliación del Puente de Rande, primera de su tipo en el mundo, haya resultado todo un éxito.



Figura 1. Dovela.



Figura 2. Izado compartido entre los dos carros.

## Ampliación del puente de Rande. Pruebas dinámicas y de confort

- **Óscar Ramón Ramos Gutiérrez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria.  
[oramos@orramoseng.com](mailto:oramos@orramoseng.com)
- **Juan Peña Lasso**  
Ingeniero Industrial. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Juan.Pena@wsp.com](mailto:Juan.Pena@wsp.com)

- **Álvaro Serrano Corral**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA). Director Técnico.  
[alvaro.serrano@mc2.es](mailto:alvaro.serrano@mc2.es)
- **Ana Fernández Prieto**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. AUDASA. Directora de Obra.  
[a.fernandez@audasa.es](mailto:a.fernandez@audasa.es)
- **Marcos Jesús Pantaleón Prieto**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria. Catedrático Estructuras Metálicas.  
[pantalem@unican.es](mailto:pantalem@unican.es)
- **Miguel Rupérez Astarloa**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA). Ingeniero.  
[miguel.ruperez@mc2.es](mailto:miguel.ruperez@mc2.es)

#### PALABRAS CLAVE:

Prueba carga dinámica, confort, aceleración, instrumentación dinámica.



Figura 1. Tren de carga con camión y vehículo ligero.

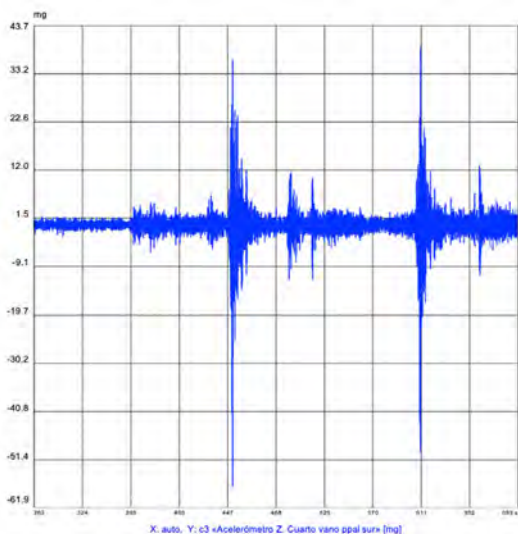


Figura 2. Prueba de carga dinámica Jueves 21/12/2017 00:35:09  
Acelerómetro Z. Cuarto vano ppal. sur.  
Registro de aceleraciones al paso del tren de carga.

#### RESUMEN

Es un hecho que la solución proyectada para la ampliación del puente de Rande (ampliamente descrita en otras ponencias de este mismo Congreso), frente a otras ventajas, presenta un grado de deformabilidad transversal superior al de la mayoría de estructuras similares. Para confirmar que esta característica no suponía un menoscabo en la funcionalidad de la ampliación

se llevó a cabo una extensa prueba de carga dinámica previa a la puesta en servicio, incluyendo diversas configuraciones de trenes de carga.

Los ensayos dinámicos y de confort de los tableros de ampliación han perseguido un doble objetivo:

- Obtener información acerca de los principales parámetros dinámicos de los tableros de ampliación, relacionados a su vez, con su distribución de rigideces y masas.
- Puesto que los tableros de ampliación pueden girar alrededor de las rótulas de unión con el tablero existente, conviene medir los posibles efectos dinámicos inducidos por el tráfico, como impactos, fenómenos resonantes, vibraciones, etc. y determinar que son aceptables desde el punto de vista de la comodidad de los usuarios.

Para las pruebas dinámicas el tren de carga ha estado formado por uno o varios vehículos pesados avanzando simultáneamente con velocidad constante a lo largo de uno de los tableros de ampliación. Para las pruebas de confort se ha dispuesto un tren de carga formado por dos vehículos pesados y un vehículo ligero (circulando de forma simultánea), con el fin de evaluar con precisión el grado de confort observado por este último.

Los ensayos realizados con diferentes trenes de carga (vehículos pesados, coche y motocicleta), y a distintas velocidades, constituyen realmente un hito en lo que se refiere a la caracterización del confort de la circulación en un puente atirantado de manera previa a su puesta en servicio.

## Ampliación metálica del puente Sacem en Villabona

- **Mario Guisasola Ron**  
Ingeniero de Caminos. ANTA Ingeniería Civil, SLP. Director.  
[mgr@anta-ic.com](mailto:mgr@anta-ic.com)

#### PALABRAS CLAVE:

Ampliación, acero cortén, reparación, acartelamiento, pórtico.

#### RESUMEN

El puente de SACEM se construyó en los primeros años de la década de 1930, y cruza oblicuamente el río Oria en Villabona. La estructura consta de siete vanos apoyados en seis pilas esviadas respecto al tablero, y con una separación aproximada entre ejes de 13.40 metros. Las pilas son de hormigón en masa, de tipología tabique y rematados en sus bordes con sendos semicírculos.

El tablero del puente está formado por tres vigas en "T" de hormigón armado solidarizadas entre sí por su ala superior que constituye la base de la calzada. La plataforma útil del puente es de cinco metros en la que coexisten el tráfico rodado, de paso alternativo, y el peatonal sin ninguna separación entre ambos, pues toda la anchura del puente se encuentra asfaltada. El puente lleva en servicio más de ocho décadas, no se aprecian patologías graves en el mismo, y además pueden establecerse itinerarios alternativos para vehículos pesados, por tanto no se estima necesario su refuerzo para adecuarlo a la normativa vigente de cargas.

La ampliación del puente de Villabona es de carácter ligero, y consiste en adosar una estructura metálica de acero cortén en

cada borde del tablero, ampliando su anchura actual de 5.6 metros en 80 centímetros a cada lado hasta los 7.2 metros. De esta manera es posible disponer una plataforma por la que discurra una calzada de 3.5 metros de anchura, bordeada por dos zunchos sobre los que se dispone una barrera metálica, y una acera totalmente segregada de 2 metros de anchura. La ejecución de las obras se realiza durante el verano y el otoño de 2019.



Figura 1. Puente ampliado.

La estructura metálica que sirve de soporte a la pequeña ampliación consiste en un dintel de sección triangular, que se apoya en unos acartelamientos triangulares abiertos en “V”. Estos acartelamientos triangulares presentan una anchura superior de tres metros, y permiten reducir la luz de 13.3 metros entre pilas de hormigón, a 7,3 metros, logrando así una estructura esbelta de altura similar a una simple imposta del tablero. El dintel presenta una sección triangular, mientras que las pilas en “V” poseen una sección rectangular.



Figura 2. Vista inferior de la ampliación.

## *Diseño, evaluación y ampliación de estructuras en proyectos de mejora de autopistas con carriles rápidos. I-77 Express*

- **Manuel A. Correia Santos**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Manuel.Correia@wsp.com](mailto:Manuel.Correia@wsp.com)
- **Javier Fernández-Dívar Sanchez**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Javier.FernandezDivar@wsp.com](mailto:Javier.FernandezDivar@wsp.com)
- **Roberto Escalona De La Fuente**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Roberto.Escalona@wsp.com](mailto:Roberto.Escalona@wsp.com)
- **Iván Campo Rumoroso**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Ivan.Campo@wsp.com](mailto:Ivan.Campo@wsp.com)
- **Ángela Martín Ochoa**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Angela.Martin@wsp.com](mailto:Angela.Martin@wsp.com)
- **Óscar Ramón Ramos Gutiérrez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria.  
[ramosor@unicanc.es](mailto:ramosor@unicanc.es)

### **PALABRAS CLAVE:**

Vigas prefabricadas, ampliación, pilas pórtico, marcos cerrados, AASHTO LRFD.

### **RESUMEN**

La Interestatal 77 es una autopista de trazado norte-sur ubicada en el este de los Estados Unidos. El proyecto *I-77 Express Lanes con una longitud de 26 millas amplía la capacidad de la autopista* con dos carriles rápidos en cada dirección mejorando la conectividad entre Charlotte y las regiones de Lake Norman. Se espera que el proyecto finalice a finales de 2019.

El proyecto consiste en una ampliación de las calzadas existentes con dos carriles de peaje en cada sentido, además de los ramales de acceso y vías de servicio.

Las estructuras del proyecto incluyen: puentes de vigas prefabricadas de hormigón pretensado, ampliaciones de puentes de vigas pretensadas, ampliaciones de puentes de vigas metálicas doble T y marcos cerrados.

El artículo se centra en las complicaciones que aparecen en la definición de estructuras en un proyecto de esta naturaleza. Se deben proyectar puentes compatibles con el trazado existente al mismo tiempo que su construcción debe tener como objetivo la mínima interrupción del tráfico existente.

Entre las estructuras proyectadas destacan: un marco cerrado construido en dos fases; pasos superiores con rampas que permiten la entrada y salida desde los carriles centrales, tipología poco habitual; evaluación y ampliaciones de puentes de vigas prefabricadas y metálicas que permanecen en uso durante la ejecución de la obra; o la construcción de varias rampas sobre un nudo existente y en uso, cuya dificultad reside en la falta de espacio para los apoyos y la necesidad de pro-

yectar estructuras compatibles con trazados futuros.

El aprendizaje obtenido en el diseño, evaluación y ampliación de estas estructuras será muy útil para el desarrollo de proyectos de ampliación cada vez más habituales en España y punto clave en la planificación actual de infraestructuras.



Figura 1. Imagen rampas sobre nudo existente e indicación "ultimate". Imagen rampas sobre nudo existente e indicación "ultimate".

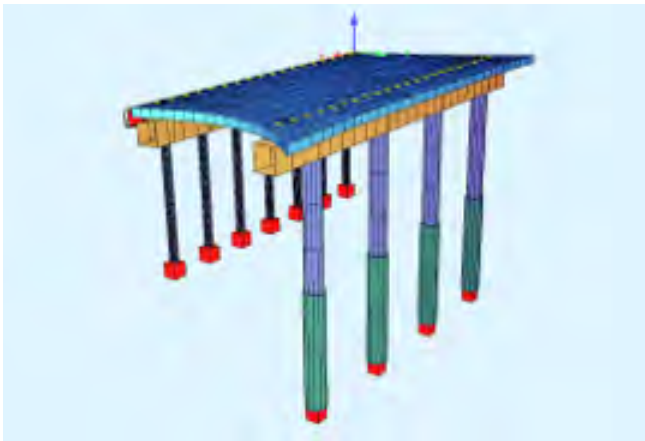


Figura 2. Modelo de las rampas de acceso.

## Ejecución de los tableros laterales en la ampliación del puente de Rande (Vigo)

- D<sup>a</sup> Fátima Otero Vieitez  
Ingeniero de Caminos, C.y P. Grupo Puentes. Directora Grandes Proyectos y Servicios Técnicos.  
[fotero@puentes.com](mailto:fotero@puentes.com)

### PALABRAS CLAVE:

Ampliación, atirantado, izado, pórtico, carro, dovela, tablero metálico.

### RESUMEN

La ampliación del puente de Rande, finalizada en 2018, supuso un hito sin precedentes conocidos en la ampliación lateral sobre un puente atirantado de gran luz ejecutado con la infraestructura en abierta al tráfico.

El proyecto adosa un nuevo tablero a cada uno de los dos lados exteriores de las pilas principales y a la distancia necesaria para salvar el ancho de sus fustes. Este tablero, está formado por un cajón y una celosía exterior metálicos y una losa superior de hormigón armado, y se une al tablero preexistente mediante celosías metálicas tipo "Warren" y uniones rotuladas esféricas. 80 nuevos tirantes se anclan en un extremo a los tableros nuevos y a la coronación de las pilas principales en el otro.

Las 62 dovelas se fabricaron en taller, se trasladaron por carretera hasta la explanada de acopio donde se finalizó su montaje y sobre pontona por mar hasta la vertical de su posición definitiva.

El montaje de los tableros de ampliación se inició con las cuatro dovelas iniciales a ambos lados de los dos pilonos del puente, mediante pórticos de izado situados en la coronación de los mismos. Sobre éstas se establecieron ocho frentes de avance hacia centro de vano y pilas laterales. Se diseñaron cuatro carros inferiores delanteros, que se suspendieron de la parte inferior del tablero preexistente, con capacidad para izar una dovela en ambos lados de la ampliación, y ocho carros superiores traseros, ubicados sobre el tablero de ampliación en cada frente de avance. El ciclo de trabajo tipo consistió en izado de dovela desde pontona mediante colaboración de carro delantero y trasero, ajuste geométrico, soldadura con dovela contigua y tablero preexistente, instalación y tesado de tirante, hormigonado de losa y avance de carros.

Las cuatro dovelas de retenida precisaron variantes del procedimiento y medios auxiliares adicionales.



Figura 1. Dovela 0 en taller.



Figura 2. Carros delantero y trasero.



## Nuevas técnicas de atirantado en la ampliación del puente Rande

- **Jorge Sánchez De Prado**  
Ing. de Caminos, C. y P. Freyssinet S.A.U. Director de estructuras cableadas.  
[jorge\\_s@freyssinet-es.com](mailto:jorge_s@freyssinet-es.com)
- **Nicolas Troitin**  
Ing. Industrial. Freyssinet S.A.U. Departamento técnico.  
[nicolas\\_t@freyssinet-es.com](mailto:nicolas_t@freyssinet-es.com)
- **María Del Espino Monedero**  
Ing. de Caminos, C. y P. Freyssinet S.A.U. Jefa de obra.  
[maria\\_m@freyssinet-es.com](mailto:maria_m@freyssinet-es.com)
- **Zigor Gómez Gómez**  
Ing. de Caminos, C. y P. Freyssinet S.A.U. Departamento técnico.  
[zigor\\_g@freyssinet-es.com](mailto:zigor_g@freyssinet-es.com)

### PALABRAS CLAVE:

Ampliación de puente atirantado, sin interrupciones de tráfico, cargas reducidas, giros elevados, diseño de amortiguadores.

### RESUMEN

En el año 2010, con intensidades de tráfico cercanas a la capacidad efectiva de la estructura se aprueba la ampliación del Puente de Rande, mediante un innovador diseño de MC2, colocando un carril adicional a cada lado del puente existente de 7,35 metros de anchura conectados al tablero existente mediante articulaciones esféricas (provocando giros en los anclajes de los tirantes de más de 50 mrad durante la construcción) y a las torres mediante 80 tirantes HD de Freyssinet reproduciendo el patrón de los tirantes originales.

La ampliación del puente debía aprovechar la capacidad resistente del puente original y realizarse con tráfico, lo que implicaba trabajar en espacios limitados y con procedimientos adaptados para asegurar la seguridad de los usuarios.

Pero también era necesaria la consecución de las fechas contractuales marcadas para lo que hubo que instalar 918 toneladas de tirantes en 6 meses y alcanzar unos rendimientos de:

- 11 tirantes montados en una semana
- 411 toneladas de tirantes instaladas en 3 semanas

Además, al tratarse de dos nuevos tableros en voladizo e independientes, los frentes de trabajo eran el doble que en un

puente de nueva construcción. Los tirantes se instalaron en 2 fases, una primera antes del hormigonado con tensiones del  $10\%f_{max}$  y otra de retesado.

Por último, los amortiguadores tuvieron que rediseñarse para evitar interferencias con el pretil y los tubos de encofrado y tubos guía se instalaron una vez cerrados los tableros para evitar que sus dimensiones se vean afectadas por los giros del proceso constructivo. Con estas innovaciones, Freyssinet demostró su capacidad productiva y técnica para adaptarse a los retos que la obra planteaba.



Figura 1. Vista del tablero durante construcción.



Figura 2. Vista general.



ructuras



# Gestión de estructuras

## Análisis de los software BIM en el contexto de un concurso internacional

- **Pablo Bellido Montesino**  
Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. TECYR S.A.  
[pbellido@tecyrsa.com](mailto:pbellido@tecyrsa.com)
- **Fidel Lozano Galant**  
Máster BIM, Arquitecto. GmasP.  
[flozano@gmasp.es](mailto:flozano@gmasp.es)
- **Francisco Javier Castilla Pascual**  
Doctor Arquitecto. Universidad de Castilla-La Mancha. Profesor Contratado Doctor.  
[Fcojavier.castilla@uclm.es](mailto:Fcojavier.castilla@uclm.es)
- **Jose Antonio Lozano Galant**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Castilla-La Mancha. Profesor Contratado Doctor.  
[joseantonio.lozano@uclm.es](mailto:joseantonio.lozano@uclm.es)

### PALABRAS CLAVE:

BEP, BIM, concurso, *software*.

### RESUMEN

Una de las formas más efectivas de fomentar el uso de nuevos enfoques como el BIM consiste en aplicar el Aprendizaje Basado en Proyectos (PBL). Una de las actividades PBL más motivadoras es la participación en concursos BIM. Este trabajo analiza por primera vez los BIM *Execution Plans* (BEPs) de los proyectos presentados en las ediciones del concurso internacional BIM Valladolid. Mostrando los *software* más utilizados en cada disciplina, así como su evolución del *software* utilizado por los equipos en las diferentes ediciones y los diferentes flujos de información entre los software de modelado y análisis estructural de las propuestas.

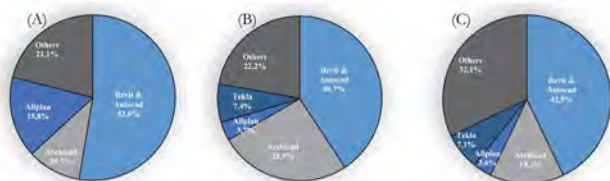


Figura 1. Porcentaje de software usado en la disciplina de Arquitectura en los años 2014 (A), 2015 (B) y 2016 (C).

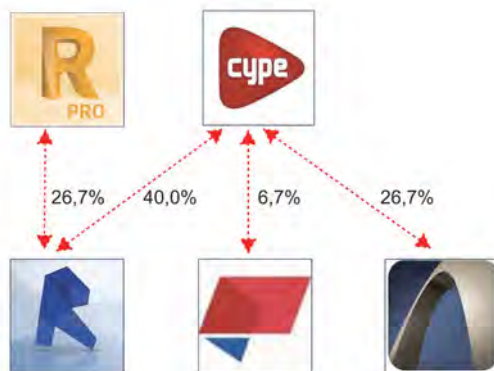


Figura 2. Flujos de trabajo entre Arquitectura y Análisis estructural en 2015.

## Análisis de prestaciones en base a variables de impacto de un puente carretero bajo acciones sísmicas considerando incertidumbres

- **Oscar Möller**  
Dr. Ing. Civil. Universidad Nacional de Rosario (Argentina). Profesor Titular.  
[moller@fceia.unr.edu.ar](mailto:moller@fceia.unr.edu.ar)
- **Mauro Poliotti**  
M.Sc. Ing. Civil. Universitat Politècnica de Catalunya (Barcelona). Doctorando.  
[mauro.poliotti@upc.edu](mailto:mauro.poliotti@upc.edu)
- **Juan P. Ascheri**  
Ing. Civil. Universidad Nacional de Rosario (Argentina). Profesor Titular.  
[jascheri@fceia.unr.edu.ar](mailto:jascheri@fceia.unr.edu.ar)
- **Guido Valentini**  
Ing. Civil. Universidad Nacional de Rosario (Argentina). Auxiliar 1era.  
[guidov@fceia.unr.edu.ar](mailto:guidov@fceia.unr.edu.ar)
- **Sergio Grossman**  
Dr. Ing. Civil. Universidad Nacional de Rosario (Argentina). Profesor Titular.  
[sergiogrossman@fibertel.com.ar](mailto:sergiogrossman@fibertel.com.ar)
- **Jesús Miguel Bairán García**  
Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de Catalunya (Barcelona). Profesor Agregado.  
[jesus.miguel.bairan@upc.edu](mailto:jesus.miguel.bairan@upc.edu)

### PALABRAS CLAVE:

Diseño sísmico basado en el desempeño, dinámica no lineal, Incertidumbres, fragilidad.

### RESUMEN

Los puentes son sistemas de conexión de gran importancia socio-económica. La probabilidad que se produzcan daños y/o colapso cuando ocurre un terremoto debe ser analizada, en particular aquellos puentes diseñados con códigos anteriores a los actualmente en vigencia.

En los procedimientos actuales de evaluación del desempeño, los objetivos se presentan como el riesgo aceptable de daños y/o pérdidas económicas, en función de la peligrosidad sísmica. Debido a la existencia de incertidumbres, la evaluación se realiza en términos probabilísticos.

En este trabajo se presenta una metodología basada en los criterios generales de FEMA P-58 (2012) la cual se organiza en los siguientes pasos:

- Modelo de desempeño del puente: se definen los elementos en riesgo y la relación entre la demanda y probabilidad de daño.
- Definición de la peligrosidad sísmica: se buscan acelerogramas registrados acordes al espectro de diseño, luego son escalados para ajustarse a la probabilidad anual analizada.
- Análisis de la respuesta del puente: se realiza análisis no lineal dinámico para cada acelerograma, obteniendo la respuesta de la estructura.
- Desarrollo de fragilidad a colapso: se genera la curva de probabilidad de colapso condicionada al nivel de intensidad sísmica.
- Cálculo del desempeño: se evalúa si hay o no colapso y sus consecuencias.

La metodología se aplica a un puente viga de hormigón armado existente diseñado con códigos anteriores y supuesto ubicado en zona de alta sismicidad.

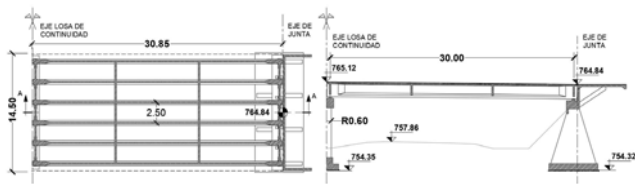


Figura 1. Vista general del puente.

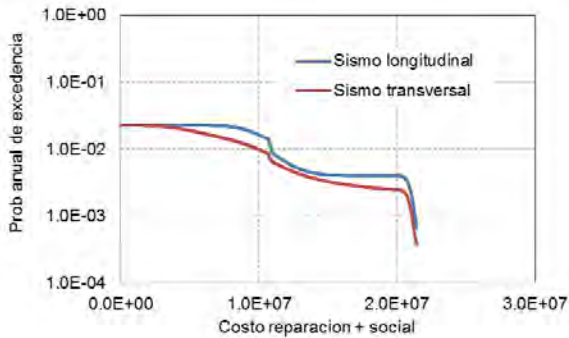


Figura 2. Costos [USD] integrados para toda la curva de peligrosidad sísmica.

Se obtienen las curvas de probabilidad anual de excedencia de costos, las cuales permiten decidir si la condición del puente es aceptable o no, y adoptar las medidas necesarias.

La metodología presentada en este trabajo constituye una herramienta útil para el proceso de toma de decisiones. La misma tiene en cuenta los costos por reparación de daños y las pérdidas económicas producto de la interrupción parcial o total del tránsito.

## Análisis numérico de continuidad activa para forjados prefabricados de hormigón mediante el uso de aleaciones con memoria de forma en base hierro

- **Sandra Del Río Bonnín**  
Arquitecta. Universidad de las Islas Baleares. Estudiante de Doctorado [sandraderio@outlook.es](mailto:sandraderio@outlook.es)
- **Joaquín Guillermo Ruiz Pinilla**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Universidad de las Islas Baleares. Profesor Ayudante Doctor. [joaquin.ruiz@uib.es](mailto:joaquin.ruiz@uib.es)
- **Antoni Cladera Bohigas**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Universidad de las Islas Baleares. Catedrático. [antoni.cladera@uib.es](mailto:antoni.cladera@uib.es)
- **Carlos Rodrigo Ribas González**  
Dr. Arquitecto. Universidad de las Islas Baleares. Profesor Contratado Doctor. [carlos.ribas@uib.es](mailto:carlos.ribas@uib.es)
- **Luis Alberto Montoya Coronado**  
Dr. Ingeniero Civil. Universidad de las Islas Baleares. Investigador Postdoctoral. [luis.montoya@uib.es](mailto:luis.montoya@uib.es)

### PALABRAS CLAVE:

Cortante, flexión, deformación, SMA, placa alveolar, continuidad.

### RESUMEN

A lo largo de los últimos años se han empezado a comercializar aleaciones con memoria de forma en base hierro (Fe-SMA de sus

siglas en inglés) especialmente dirigidas al sector de la construcción. El reducido coste de las Fe-SMA, en comparación con otras SMAs en base Níquel- Titanio, permite una utilización más extendida en la construcción de estructuras e infraestructuras. En esta investigación se evalúa el uso de Fe-SMA en forma de barras corrugadas para el pretensado a negativo de continuidad de forjados de hormigón prefabricado, atendiendo al caso particular de forjados de placa alveolar. El fin último de la investigación es el de aumentar las esbelteces de los forjados gracias a la continuidad activa planteada, reduciendo así el consumo de material y por ende las emisiones de CO<sub>2</sub> en el proceso constructivo.

En la presente comunicación se presentarán los resultados de los análisis de forjados de placa alveolar con capa de compresión y sin capa de compresión. En los primeros, los armados a negativo de Fe-SMA se disponen en la mencionada capa de compresión, mientras que en los segundos dichos armados se alojan en los alveolos de las placas macizadas a tal efecto con hormigón *in situ*.

El estudio cuantifica la capacidad de mejora en estado límite de servicio por deformaciones y frente a los estados límites últimos a cortante y flexión gracias al pretensado a negativo. Además, se plantea una futura campaña experimental para verificar los resultados numéricos obtenidos.

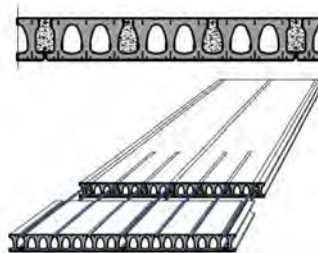


Figura 1. Sección y perspectiva de solución de continuidad en un forjado de HSC, sin capa de compresión.

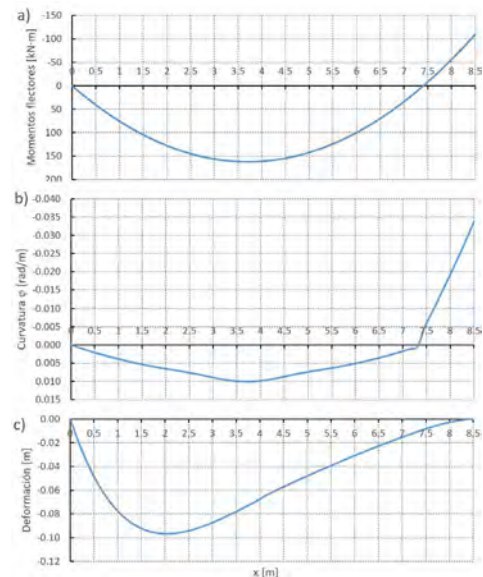


Figura 2. Resultados de un análisis no lineal para el forjado 20+0 con continuidad activa (luz 8.5 m, sobrecarga 10.6 kN/m<sup>2</sup>): a) Diagrama de momentos, B) diagrama de curvaturas y c) deformaciones.

## Aplicación de herramientas de realidad aumentada a modelos de puentes elaborados con BIM

- **Fernando Calderón De Diego**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Castilla-La Mancha.  
[fernando.calderon@alu.uclm.es](mailto:fernando.calderon@alu.uclm.es)
- **Riyadh Hindi**  
Full professor. Saint Louis University (EEUU).  
[riyadh.hindi@slu.edu](mailto:riyadh.hindi@slu.edu)
- **José Antonio Lozano-Galant**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Castilla-La Mancha. Profesor Contratado Doctor.  
[joseantonio.lozano@uclm.es](mailto:joseantonio.lozano@uclm.es)

**PALABRAS CLAVE:**

BIM, realidad aumentada, interoperabilidad, modelo de puente, tecnología, visualización.

**RESUMEN**

La tecnología evoluciona rápida y constantemente, jugando un papel muy importante en nuestra sociedad, ya que optimiza recursos, tiempo y dinero. En ingeniería civil, el ejemplo más actual es el uso de *Building Information Modeling* (BIM), una metodología colaborativa para diseñar, construir y administrar más eficientemente. El modelo creado con BIM puede vincularse con Realidad Aumentada (RA), que permite la interacción del usuario con él. La RA superpone ese modelo 3D a la realidad para aumentar la información. Este artículo ilustra el estado actual de la aplicación de BIM y AR en la ingeniería civil, y propone soluciones basadas en un análisis particular: un modelo de puente desarrollado con Revit.



Figura 1. Vista 3D del modelo de prueba.



**Tablero ortótropo mixto y armadura de fibra de basalto. Una alternativa innovadora frente a los tableros convencionales**

- **Rolf Jung**  
Dipl. Ing. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG. Consejero Delegado.
- **Tobias Mansperger**  
Dipl. Ing. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG.
- **Stefan Burgard**  
Dipl. Ing. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG.

- **Juan Bravo**  
MSc. ICCP. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG.
- **Antonio Carnerero**  
PhD. ICCP. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG.
- **Michael Müller**  
Dipl. Ing. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG. Consejero Delegado.  
[michael.mueller@lap-consult.com](mailto:michael.mueller@lap-consult.com)

**PALABRAS CLAVE:**

Engineering and society, structures management.

**RESUMEN:**

En las últimas décadas, el gran aumento de las cargas de tráfico y la gran complejidad de los detalles de soldadura han provocado un gran daño por fatiga en los puentes de acero ortótropo. Como resultado, se ha hecho necesario aumentar el espesor de la placa del tablero, dando así una oportunidad al llamado tablero ortótropo mixto, que había sido olvidado y relegado a lo largo del tiempo por el puente de acero ortótropo común.

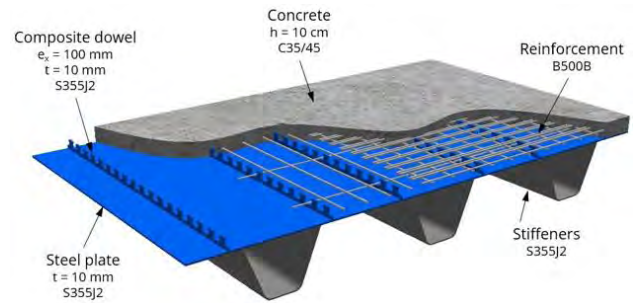


Figura 1. Esquema de tablero ortótropo mixto.



Figura 2. Barras corrugadas de fibra de basalto.

Este tipo de puente -ya utilizado en las décadas de 1940 y 1950 por diseñadores como Leonhardt y Robinson- mantiene las propiedades de resistencia a la fatiga de otros tableros debido a la combinación de un tablero ortótropo con una capa de hormigón, al tiempo que presenta una relación resistencia-peso competitiva similar a la de un diseño de puente ortótropo moderno.

Además, la implementación de barras corrugadas de fibra basáltica no metálicas -que son inertes a la corrosión y man-

tienen características de diseño y montaje similares a las de los armados de acero– puede lograr una perfecta sinergia optimizando la carga muerta del tablero ortotrópo mixto y, por tanto, cerrando la brecha con el tablero ortotrópico común.

Este artículo presenta la ventajosa aplicación del puente de acero ortotrópico a través de varios ejemplos de puentes de nuevo diseño, como el viaducto de Wittenberge sobre el río Elba o el paso elevado de la A400c sobre la autopista alemana A3, en los que se ha incorporado este concepto junto con el uso innovador de barras corrugadas de fibra basáltica.

---

## Caracterización de la pasarela Bicontentio

- **Mario Guisasola Ron**  
Ingeniero de Caminos. ANTA Ingeniería Civil, SLP. Director.  
[mgr@anta-ic.com](mailto:mgr@anta-ic.com)

### PALABRAS CLAVE:

Formulación, puente prediseñado, parametrización, empotramiento, canto variable.

### RESUMEN

Se ha diseñado una serie de prototipos de puentes de un único vano, cuyo uso depende de la geometría del emplazamiento. De la combinación de tres posibles conexiones de la estructura con el terreno (muro vertical, talud tendido, talud quebrado), y si existe simetría o no, surgen cinco prototipos de pasarelas: Von Mises, Monocontentio, Monocontentio Sinus, Bicontentio, y Bicontentio Sinus.

La pasarela Bicontentio es una estructura empotrada en ambas márgenes, mediante sendos vanos laterales de pequeña dimensión, que dan lugar a una viga continua de tres vanos. La ley de momentos de la viga continua bajo cargas uniformemente repartidas, genera la silueta del puente Bicontentio. La variación formal sinuosa del prototipo Bicontentio es la pasarela Bicontentio Sinus.

La pasarela Bicontentio es un puente metálico parametrizado cuyas principales características estructurales son su canto variable basado en los esfuerzos de sollicitación, y el empotramiento en ambos estribos. Su uso se considera adecuado para topografías simétricas con taludes en ambas márgenes; luces situadas en un rango de 20 a 66 metros; y anchuras entre 1.75 y 4.5 metros. Se compara el comportamiento estructural de la pasarela Bicontentio con otras tipologías de viga metálica.



Figura 1. Pasarela Martutene en San Sebastián, 2016. Diseño: Mario Guisasola. Fotografía: Gorka Mirasolain.

---

## Digitalización del flujo operativo asociado al servicio de inspecciones principales en puentes carreteros

- **Ignacio Piñero Santiago**  
Dr Ingeniero Técnico Industrial, PhD. TECNALIA Research & Innovation. Investigador (Dpto. Infraestructuras).  
[ignacio.pinero@tecnalia.com](mailto:ignacio.pinero@tecnalia.com)
- **Jesús Díez Hernández**  
Ingeniero Industrial. TECNALIA Research & Innovation. Director Técnico (Dpto. Infraestructuras).  
[jesus.diez@tecnalia.com](mailto:jesus.diez@tecnalia.com)
- **José Tomás San-José Lombera**  
Dr Ingeniero Industrial, PhD. Universidad del País Vasco. Profesor Titular (Dpto. Ing. de Materiales).  
[josetomas.sanjose@ehu.es](mailto:josetomas.sanjose@ehu.es)
- **Leire Garmendia Arrieta**  
Dr Ingeniero Industrial, PhD. Universidad del País Vasco. Profesora Adjunta (Dpto. Ing. Mecánica aplicada).  
[leire.garmendia@ehu.es](mailto:leire.garmendia@ehu.es)

### PALABRAS CLAVE:

MIVES, inspecciones principales, puentes carreteros, priorización de estructuras, índice de condición.

### RESUMEN

Los puentes son elementos clave en la red de carreteras y constituyen una fuente importante de inversión para las diferentes administraciones. Con el tiempo, los puentes se van deteriorando si no se toman las medidas de mantenimiento y conservación necesarias. Así mismo, debido a que están diseñados para proporcionar un paso, cualquier percance en los mismos puede limitar o interrumpir el mismo, con los inconvenientes que ello conlleva y las pérdidas económicas que pueden suponer.

Es por ello por lo que se exige una evaluación de la condición de los puentes mejor y más continua, para enfrentar mejor los desafíos presentados por su envejecimiento. Las inspecciones principales, que deberían realizarse cada 5 años en los puentes carreteros, se entienden en sí como las acciones técnicas realizadas de manera organizada que proporcionan todos los datos necesarios para evaluar, en un momento determinado, el estado de conservación de un puente (estado funcional y resistente), siendo la base para definir las labores de mantenimiento.

Este artículo presentará un método innovador para evaluar la condición de puentes basado en la inspección principal. El método se ha desarrollado siguiendo la metodología MIVES, un modelo de criterios múltiples para la toma de decisiones que evalúa alternativas para resolver un problema genérico definido a través de un índice de valor. Este método aumenta la objetividad y la consistencia en la evaluación de puentes al establecer criterios generales para identificar daños y cuantificar automáticamente su importancia relativa. El método de evaluación se ha implementado en un aplicativo web llamado GENIA que proporciona un índice de condición global del puente y mejora de forma consistente la sistemática de las inspecciones.



Figura 1. Esquema conceptual de GENIA.

Escala Verbal	Gravedad	Extension	Evolucion	Implicacion
Gravedad	1 (igual importancia)	7 (mucho más importancia)	5 (más importancia)	3 (ligeramente más importancia)
Extension	1/7	1 (igual importancia)	1 (igual importancia)	1/3 (ligeramente menos importancia)
Evolucion	1/3	1	1 (igual importancia)	1/3 (ligeramente menos importancia)
Implicacion	1/3	3	3	1 (igual importancia)

Figura 2. Matriz de comparación por pares de los diferentes indicadores.

## Ecuaciones constitutivas para modelización numérica de refuerzos estructurales con aleaciones con memoria de forma en base hierro

- Luis Alberto Montoya Coronado**  
 Dr. Ingeniero Civil. Universidad de las Islas Baleares. Investigador Post-Doctoral.  
[luis.montoya@uib.es](mailto:luis.montoya@uib.es)
- Joaquín Guillermo Ruiz Pinilla**  
 Dr. Ingeniero de Caminos. Universidad de las Islas Baleares. Profesor Ayudante.  
[joaquin.ruiz@uib.es](mailto:joaquin.ruiz@uib.es)
- Carlos Rodrigo Ribas Gonzalez**  
 Dr. Arquitecto. Universidad de las Islas Baleares. Profesor Contratado Doctor.  
[carlos.ribas@uib.es](mailto:carlos.ribas@uib.es)
- Antoni Cladera Bohigas**  
 Dr. Ingeniero de Caminos. Universidad de las Islas Baleares. Catedrático de Universidad.  
[antoni.cladera@uib.es](mailto:antoni.cladera@uib.es)

### PALABRAS CLAVE:

Acero con memoria de forma, refuerzo de estructuras, estructuras de hormigón, modelos numéricos, ecuaciones constitutivas.

### RESUMEN

Existen una gran variedad de aceros con memoria de forma, pocos de ellos utilizados en proyectos de ingeniería estructural salvo en casos muy particulares debido al alto costo de producción en la actualidad. Sin embargo, el acero con memoria de forma en base hierro Fe-SMA (por si sus siglas en inglés) tiene una composición muy similar al acero inoxidable el cual lo convierte en

un material accesible para emplear en proyectos más comunes en ingeniería civil. El Fe-SMA tiene una prestación particular tener la capacidad de ser deformado o pre-estirado conservando una deformación remanente y ser capaz de recuperar su forma inicial hasta en un 1% al ser activado (calentado) a una temperatura de 160°C, esta prestación se puede traducir en un pretendido al ser restringidas su recuperación de forma.

Existen diversas caracterizaciones y metodologías para intentar reproducir cambios micro estructurales del material. No obstante, estas aproximaciones de reproducir el comportamiento están enfocadas al cambio físico y termo-mecánico del material. Este artículo se orienta en describir la caracterización, comportamiento del material y sus propiedades físico-mecánicas desde un punto de vista en la aplicación práctica en elementos reforzados con este material.

Ecuaciones constitutivas unidireccionales en distintas fases físico termo-mecánicas del material son desarrolladas y ajustadas a una exhaustiva caracterización del material en distintas fases físicas. Estas aproximaciones están basadas en ecuaciones para el comportamiento de materiales altamente no lineales como el acero inoxidable lo que permite obtener y definir características mecánicas para su uso en modelos mecánicos típicos en ingeniería estructural permitiendo a la vez ser utilizados en modelos numéricos para reproducir ensayos experimentales y a la vez proyectar nuevos elementos usando este material o usándolo como refuerzo externo. Finalmente, el artículo enumera recomendaciones para la aplicación de las ecuaciones en vista de los márgenes de errores de instalación del material o imperfecciones.

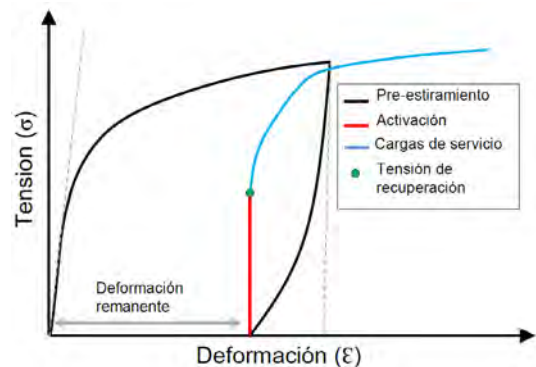


Figura 1. Ilustración esquemática del comportamiento del Fe-SMA.

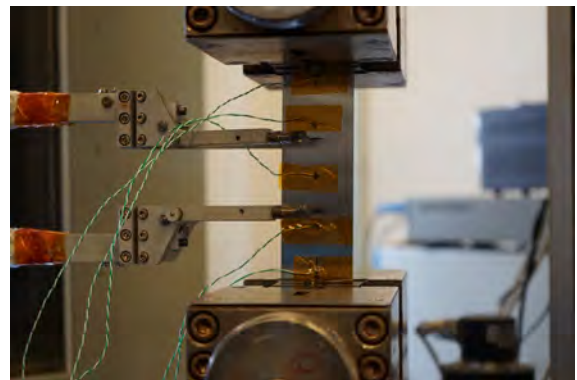


Figura 2. Ensayo de generación de tensiones de recuperación en la Zwick100.



---

## El mercado CE y los distintivos de calidad. Problemática y tratamiento en la propuesta de Código Estructural

- **Rafael Bueno Maldonado**  
Dr. Arquitecto. Universidad de Sevilla. Profesor de Estructuras.  
[rbueno@us.es](mailto:rbueno@us.es)
- **Manuel Bueno Maldonado**  
Abogado. ASIDAC. Director jurídico.  
[mbueno@gpacero.es](mailto:mbueno@gpacero.es)

### PALABRAS CLAVE:

Distintivos, EHE-08, Código Estructural, marcado CE, Asidac.

### RESUMEN

En 2012 un importante pronunciamiento del Tribunal de Justicia de la Unión Europea estableció que ciertos requisitos de la Instrucción EHE-08, relativos al sistema de reconocimiento de marcas de calidad, representaban un obstáculo a la libre circulación de mercancías dentro de la UE, lo que generó la anulación de un anejo completo de la misma.

La aparición y posterior aplicación del Reglamento de los Productos de la Construcción 305/2011 incide en esta problemática. La Comisión Europea se ha posicionado recientemente sobre aquellos sellos/distintivos de calidad que bajo la denominación de “voluntarios” actúan como requisitos indispensables para la comercialización de los productos.

La propuesta del Código Estructural amplifica la problemática contenida en la EHE-08 y la extiende a productos con Marcado CE.

En la presente comunicación se detallan los fundamentos jurídico-técnicos de dichos hitos y su tratamiento en el futuro Código Estructural mediante el análisis de la Legislación Comunitaria y los recientes pronunciamientos del Tribunal de Justicia de la Unión Europea (TJUE).



Recientes pronunciamientos del Tribunal Superior de Justicia de la Unión Europea, en relación a los Distintivos Voluntarios de Calidad y el Marcado CE, inciden directamente en el Código Estructural.

---

## Evaluación del estado de conservación y resistente de estructuras de la Línea Amarilla (Lima, Perú)

- **Kerman Vázquez Fernández**  
Ingeniero Civil. Ines Ingenieros Consultores. Ingeniero de proyectos.  
[kvf@inesingenieros.com](mailto:kvf@inesingenieros.com)

- **Damián Javier Terrasa Díaz**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ines Ingenieros Consultores. Director de proyectos.  
[djtd@inesingenieros.com](mailto:djtd@inesingenieros.com)
- **Gonzalo Arias Hofman**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ines Ingenieros Consultores. Responsable Depto. Ingeniería de mantenimiento.  
[gah@inesingenieros.com](mailto:gah@inesingenieros.com)

### PALABRAS CLAVE:

Concesión, evaluación estructural, sismo, incertidumbre normativa, durabilidad, seguridad.

### RESUMEN

INES Ingenieros ha desarrollado para LAMSAC (grupo Vinci Highways), concesionaria de la Vía Expresa Línea Amarilla (Lima, Perú) una evaluación de riesgo y estado de las estructuras que ya existían en dicha vía cuando la concesión dio comienzo (2009).

La primera etapa consistió en una inspección principal de 30 puentes, evaluando el estado de conservación general de cada uno (incluidos 10 cuya conservación corresponde a la Municipalidad de Lima, pero que cruzan o están en las inmediaciones de la concesión). Una consecuencia de la primera etapa fue avisar a la Municipalidad del grave estado de 3 de sus puentes.

La segunda etapa fue una evaluación especial de las 20 estructuras que no pertenecen a la Municipalidad (7 puentes vehiculares de hormigón armado o pretensado y 13 pasarelas, de hormigón o de acero), construidas todas entre mediados y finales del siglo pasado. Para su caracterización geométrica y de materiales, LAMSAC puso a disposición los planos con que contaba, pero de la mayoría no había documentación. Se inició entonces una doble campaña: de búsqueda de información en distintos archivos por intermedio de ingenieros peruanos, acostumbrados al medio local, y de levantamiento geométrico (y/o topográfico) de las estructuras de las que aun así no se pudo localizar planos. La caracterización se complementó con ensayos no destructivos y extracción de testigos en puntos accesibles de ciertas estructuras, los cuales fueron extrapolados a otros mediante correlaciones contrastadas.

Posteriormente se realizaron las comprobaciones estructurales, aplicando a modelos de cálculo tridimensionales las solicitudes dadas en la normativa vigente en 2019 (combinación de AASHTO 2012 y Manual de puentes del Perú) y analizando el estado resistente de todas las estructuras frente a cargas verticales, horizontales y accidentales. Asimismo, se compararon los resultados obtenidos según la normativa de acciones con la que habría sido calculada cada estructura y se hizo una reevaluación de aquellos elementos estructurales que incumplían la normativa de 2019, pero esta vez de acuerdo con la que había sido vigente en 2008.

Finalmente, se expusieron conclusiones y recomendaciones de actuación: en algunos casos, además de dar solución a los daños detectados, refuerzos, con el fin de que los coeficientes de seguridad sean acordes a la normativa actual y, con ello, se minimice el riesgo estructural.



# Mechanical model for the shear strength of steel fibers reinforced concrete beams (SFRC) without stirrups

- **Antonio Mari Bernat**  
Dr. Civil Engineering. Universitat Politècnica de Catalunya. Professor.  
[antonio.mari@upc.edu](mailto:antonio.mari@upc.edu)
- **Nino Spinella**  
PhD. Università di Messina (Italy). Research Fellow.  
[nino.spinella@unime.it](mailto:nino.spinella@unime.it)
- **Antonino Recupero**  
PhD. Università di Messina (Italy). Assistant Professor.  
[antonino.recupero@unime.it](mailto:antonino.recupero@unime.it)
- **Antoni Cladera Bohigas**  
Dr. Civil Engineering. University of the Balearic Islands. Professor.  
[antoni.cladera@uib.es](mailto:antoni.cladera@uib.es)

## KEY WORDS:

SFRC, steel fibres, reinforced concrete, shear, strength, mechanical model, beam, tests.

## ABSTRACT

It is well known that adding steel fibres to concrete enhances the shear strength and ductility of reinforced concrete beams. Despite the numerous experimental studies made, current design formulations are empirically based and present large scatter when comparing their predictions with tests results. One of the reasons is the uncertainty of the SFRC behaviour associated to the type, amount, distribution and orientation of the fibres. Due to this, parameters characterizing the SFRC are obtained by means of flexural tests, even though the residual stresses obtained cannot be directly considered as the stresses transferred across the critical shear crack. Furthermore, such tests results are not provided by most of the available shear tests on SFRC. There is, therefore, the need for a mechanically-based shear strength model, capable to reproduce the effects of fibres on the shear strength, using as input data the usual design parameters of SFRC members.

For this purpose, the previously developed Multi-Action Shear Model is extended to SFRC beams without stirrups. First, a formulation to evaluate the residual pure tensile stress, " $\sigma_r$ ", of SFRC, in function of the geometry, shape, anchorage type and amount of fibres, and on the concrete characteristics, is presented. Then, the Kupfer's biaxial failure envelope is modified in function of  $\sigma_r$ , enhancing the shear strength of the compression chord. Finally,  $\sigma_r$  is incorporated as the tensile stress transferred across the crack to reproduce the bridging effect of the fibres. The model has been used to predict the results of 488 shear tests included in a recently published data base of SFRC beams with a large variety of fibres types, fibres content, reinforcement ratios, concrete strength, geometry and loading conditions. The proposed model predicted the tests result with less scatter than any of the existing design models, showing its adequacy for practical design.

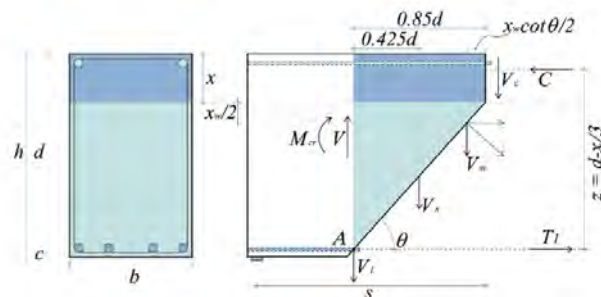


Figure 1. Shear strength contributions in a RC beam according to MASM.

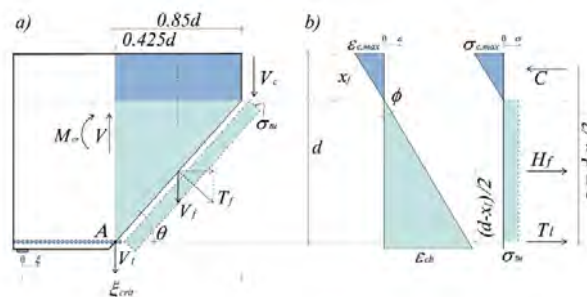


Figure 2. Contribution of steel fibers to the shear resisted in the web and by dowel action.

## Modelado BIM de estructuras de hormigón armado

- **Javier Pereiro Barceló**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. CYPE Ingenieros. Ingeniero de desarrollo.  
[javier.pereiro@cype.com](mailto:javier.pereiro@cype.com)
- **Vicente Castell Herrera**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. CYPE Ingenieros. Presidente.  
[vicente.castell@cype.com](mailto:vicente.castell@cype.com)
- **Ángel Herrero Castaño**  
Ingeniero Industrial. CYPE Ingenieros. Director de desarrollo.  
[angel.herrero@cype.com](mailto:angel.herrero@cype.com)
- **Carlos Fernández Fernández**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. CYPE Ingenieros. Director técnico.  
[carlos.fernandez@cype.com](mailto:carlos.fernandez@cype.com)

## PALABRAS CLAVE:

Building Information Modeling (BIM), intercambio de información, modelo estructural, hormigón armado.

## RESUMEN

Building Information Modeling (BIM) es una tendencia y pronto un imperativo legal para el diseño de edificaciones y obra pública. Por esta razón, resulta imprescindible establecer unas bases sólidas para el modelado de estructuras de hormigón siguiendo la metodología BIM, que tenga como objetivos (1) resolver todos los casos contemplados por las normativas, (2) utilizar procesos de intercambio de información estables que no dependan del diseño del software utilizado, (3) minimizar la introducción manual de datos y (4) obtener resul-

tados acordes al nuevo marco tecnológico. El cumplimiento de los tres anteriores objetivos no sería posible si no se discretizan todos los modelos que se utilizan para diseñar una estructura de hormigón: modelo arquitectónico (cerramientos, plantas...), modelo estructural (vigas, pilares...), modelo analítico (elementos finitos, esfuerzos...), modelo normativo (cuantías), modelo 3D de las armaduras (disposición espacial de armaduras), modelos de fabricación y puesta en obra (secuencias de maquinaria, realidad aumentada interactiva...). En cada uno de estos modelos, la información básica que el software debe recibir es necesario que corresponda con la mínima expresión del problema que pretende resolver cada modelo (vocabulario). En un paso conceptual posterior, el software puede implementar capas de ergonomía para facilitar el desempeño del usuario (frases). Resulta evidente que son las capas de ergonomía las responsables de que no se pueda cumplir completamente el objetivo (1). Consecuentemente, el usuario debe tener acceso también a los datos básicos (vocabulario). Además, el intercambio de información entre programas debe realizarse utilizando los datos básicos para que no dependa de las capas de ergonomía que cada software posee y para que no haya pérdidas de información, lo cual permite cumplir los objetivos

(2) y (3). En cuanto al objetivo (4), cada modelo debe aportar resultados que tiendan al 3D, ya que la tecnología permite cada vez más su visualización en numerosos contextos.



Figura 1. Flujo de trabajo BIM.

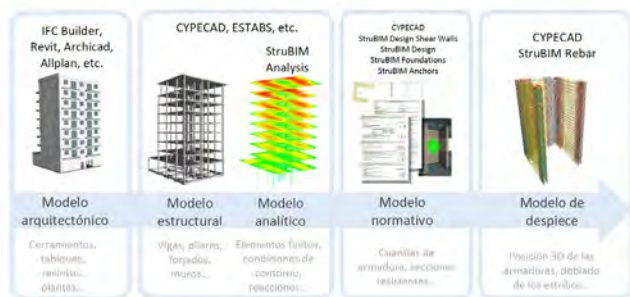


Figura 2. Modelos considerados para el diseño de estructuras de hormigón siguiendo la metodología BIM.

## Numerical models for the analysis of corroded reinforced concrete structures

### Alexander Kagermanov

Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos. Universidad Ciencias Aplicadas Rapperswil. Investigador.

[alexander.kagermanov@hsr.ch](mailto:alexander.kagermanov@hsr.ch)

### Ivan Markovic

Prof. Dr. Ing. Civil. Universidad Ciencias Aplicadas Rapperswil. Profesor Titular.

[ivan.markovic@hsr.ch](mailto:ivan.markovic@hsr.ch)

### KEYWORDS:

Corrosion, FEM, cracked concrete, nonlinear analysis, residual capacity.

### ABSTRACT

Typical corrosion-associated phenomena that affect structural capacity concern: (i) cross-section and ductility reduction of steel, (ii) concrete cracking, (iii) concrete area reduction due to spalling and (iv) modification of the bond properties. A number of models have been presented in recent years addressing these issues. The paper presents a critical review of such models and its application to the analysis of corroded RC members using nonlinear FEA. The accuracy of different modelling approaches is assessed through comparison with experimental results on corroded beams subjected to monotonic loading.

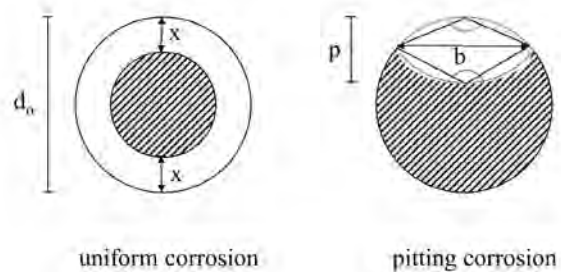


Figura 1. Modelling uniform and pitting corrosion of single reinforcement bar (effective cross-section of the corroded bar equals to the shaded area).

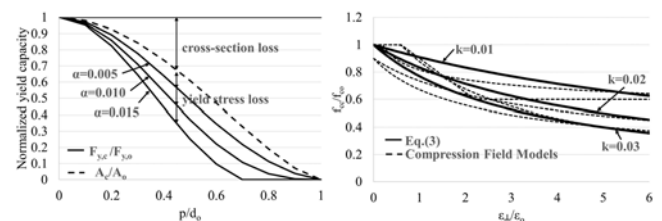


Figura 2. Normalized yield capacity due to pitting corrosion for different values of  $\alpha$  (top), concrete compressive strength reduction due to corrosion cracking and comparison with compression field models (bottom).

## Simulación numérica del comportamiento sísmico de muros de concreto reforzado

- **Eduar Andrés Cuesvas Rosero\***  
Estudiante. Universidad del Valle. Estudiante de ingeniería Civil.  
[eduar.cuesvas@correounivalle.edu.co](mailto:eduar.cuesvas@correounivalle.edu.co)
- **Johannio Marulanda Casas\***  
Ingeniero Civil, Ph.D. en Ingeniería. Universidad del Valle. Profesor titular.  
[johannio.marulanda@correounivalle.co](mailto:johannio.marulanda@correounivalle.co)
- **Roger Ortega Caraballo\***  
Ingeniero Civil, MSc. en Ingeniería. Universidad del Valle. Estudiante de Doctorado en Ingeniería.  
[ortega.roger@correounivalle.edu.co](mailto:ortega.roger@correounivalle.edu.co)
- **Peter Thomson Roach\***  
Ingeniero Aeroespacial, Ph.D. en ingeniería Aeroespacial. Universidad del Valle. Profesor titular.  
[peter.thomson@correounivalle.edu.co](mailto:peter.thomson@correounivalle.edu.co)
- **Pedro Steven Torres Arbeláez\***  
Ingeniero Civil. Universidad del Valle. Estudiante de Maestría en Ingeniería.  
[pedro.torres@correounivalle.edu.co](mailto:pedro.torres@correounivalle.edu.co)

\*Grupo de investigación en ingenierías Sísmica, Eólica, Geotécnica y Estructural (G-7).

### PALABRAS CLAVE:

Modelización numérica, muros de concreto reforzado, análisis no lineal, *Shell Layered*.

### RESUMEN

Los muros estructurales de concreto reforzado (CR) son comúnmente los elementos más utilizados para resistir las fuerzas laterales de las edificaciones ubicadas en regiones con actividad sísmica importante. Sin embargo, diversas investigaciones y eventos sísmicos importantes ocurridos en Chile, en 2010, y Nueva Zelanda, en 2011, han puesto en manifiesto algunos problemas con su diseño y construcción.

Con el fin de comprender mejor el comportamiento de estas estructuras, se propone en esta investigación el uso de un modelo de elementos finitos en un software comercial ampliamente utilizado en las oficinas de cálculo, como una herramienta de modelización numérica y análisis de muros de CR. Para esto, se utilizó la formulación no lineal de elementos en capas (*Shell Layered*) del software ETABS. La eficiencia del modelo

se evaluó mediante resultados de muros ensayados en campañas experimentales reconocidas, comparando la respuesta histerética en términos de la fuerza lateral y el desplazamiento superior de los muros. Los resultados mostraron que el modelo es capaz de capturar razonablemente bien la respuesta global en términos de resistencia, desplazamiento, degradación de rigidez y disipación de energía. El modelo numérico capturó de manera acertada patrones de falla típicos como flexión, cortante, flexión-cortante, excepto el mecanismo de falla por pandeo fuera del plano.

Este estudio permitió sugerir que el modelo numérico *Shell Layered* desarrollado en el software ETABS es una herramienta válida, práctica y de bajo consumo computacional para obtener una respuesta más acertada del desempeño real del sistema estructural de muros de CR.

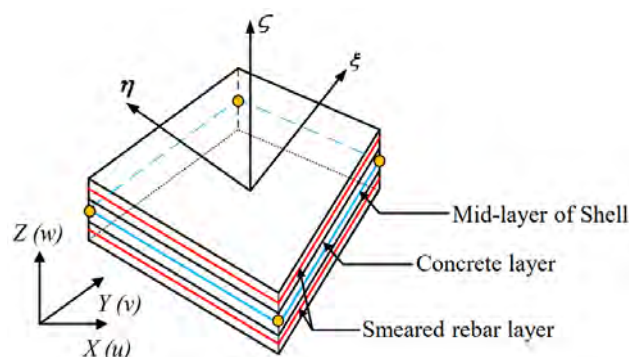


Figura 1. Modelo Shell Layered. Fuente: [16].

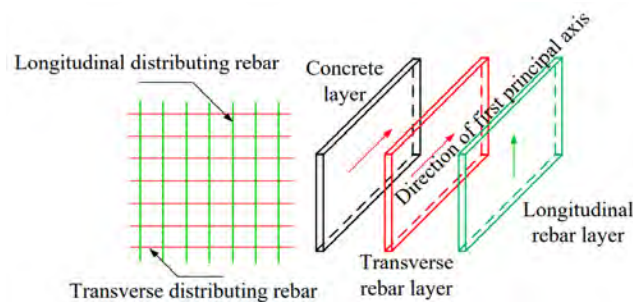
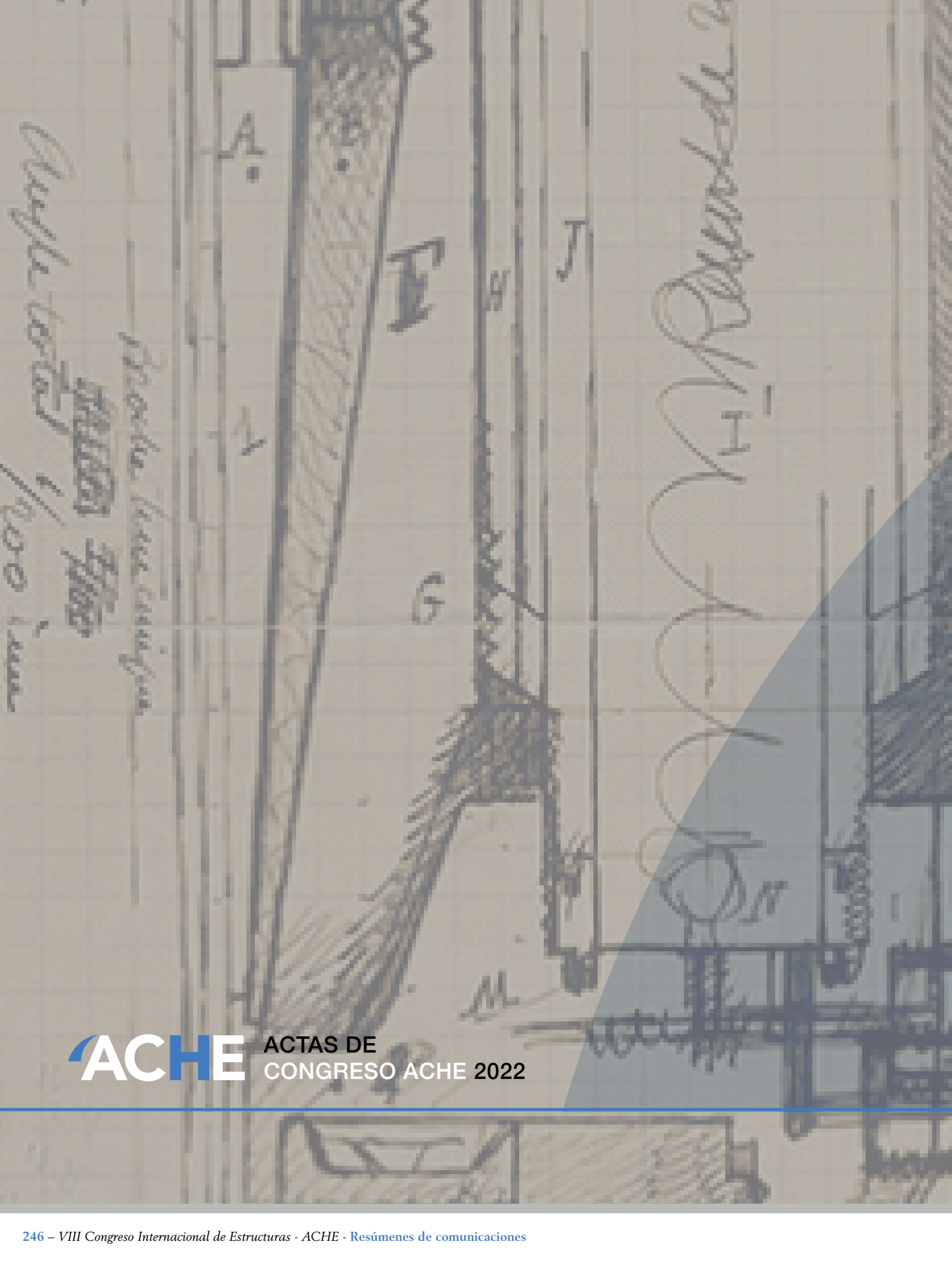


Figura 2. Representación del concreto y acero de refuerzo en un modelo Shell Layered. Fuente: [16].



son développement

F' main résistante à la compression  
le bloc de laquelle est vu, en  
S & S' de la base de la main active  
après la hauteur de F' 45 au  
deux

H capo des vives

J'voici l'écoulement par force brachon  
par petites opérations de  
recul de l'opérateur et l'écoulement de H

J'piston d'origine K cuirs

le peu de usage de cuir

M pist etanche N'écoulement de l'écoulement de  
l'écoulement

P' main de l'écoulement de S' piston

P' piston vu dans P' mouvement avec  
l'écoulement de l'écoulement  
de P' piston pour l'écoulement  
le bloc

l'écoulement de

# Historia

R' main de l'écoulement de l'écoulement  
S' piston la main de l'écoulement

# La historia de las patentes en la ingeniería estructural. El ejemplo del postesado. Por qué merecen la pena

• **Jorge Aparicio García**  
 Doctor Ingeniero de Caminos. INGETURARTE SL  
[jorge.aparicio@ingeturarte.com](mailto:jorge.aparicio@ingeturarte.com)

## PALABRAS CLAVE:

Patentes, historia, ingeniería estructural, postesado, hormigón.

## RESUMEN

Comienza la comunicación haciendo la *distinción entre invención y patente*.

Se recuerdan las diferencias entre patente y secreto industrial. Dónde y quién decide la separación entre ambos.

Se hace un repaso a dos invenciones históricas, una exitosa y otra fracasada, al objeto de inferir las metodologías adecuadas para la fijación de riqueza en forma de patrimonio empresarial basada en la protección intelectual del conocimiento.

Se presenta un repaso histórico en la formalización de algunas patentes, invenciones o trabajos innovadores de la ingeniería civil o de la industria asociada y de las dificultades que encuentran para su puesta en valor a la sociedad.

Freysinnet: se recorre brevemente la historia del pretensado. Se presentan conclusiones inferidas de la experiencia anterior, con especial atención a las razones por las que se debería recuperar la técnica de defensa del conocimiento.

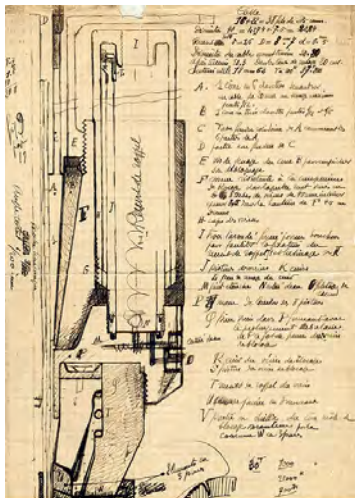


Figura 1. Patente del postesado, 1929.



Figura 2. Primer submarino de propulsión eléctrica, 1888.

# Puentes de dovelas prefabricadas en Kuwait, pasos superiores J5 y J6 del proyecto RA263

- **Raimon Rucabado**  
 Director de Proyectos Especiales. MeKano4, S.A.
- **Albert Bailo**  
 Jefe del Departamento de Ingeniería. MeKano4, S.A.
- **Enrique Martí**  
 Calculo numérico, Departamento de Ingeniería. MeKano4, S.A.
- **Eduard Alberich**  
 Jefe de Obra. MeKano4, S.A.
- **German Bares**  
 Jefe del Departamento de Ejecución. MeKano4, S.A.
- **Guillermo Siegrist**  
 Ingeniero de Caminos, Consultor de Estructuras

## PALABRAS CLAVE:

Kuwait, CGC-kw, MK4, RA263, dovelas, postensado, apoyos, prefabricados.

## RESUMEN

La empresa española MeKano4 colaboró como socio tecnológico para la empresa kuwaití “Combined Group Contracting Co.” en la construcción de los tableros de cuatro viaductos principales en Kuwait. Los viaductos forman parte del proyecto RA263 y se construyeron sobre cimbra, empleando dovelas prefabricadas, entre noviembre de 2018 y septiembre de 2019. Los trabajos de MK4 incluían la elaboración del proyecto constructivo de los tableros, las herramientas de cálculo geométrico para la fabricación y montaje, el parque de prefabricación de dovelas, sus moldes, la supervisión de la cimbra, el suministro de equipos hidráulicos, apoyos estructurales y el pretensado posteso, interno y externo.

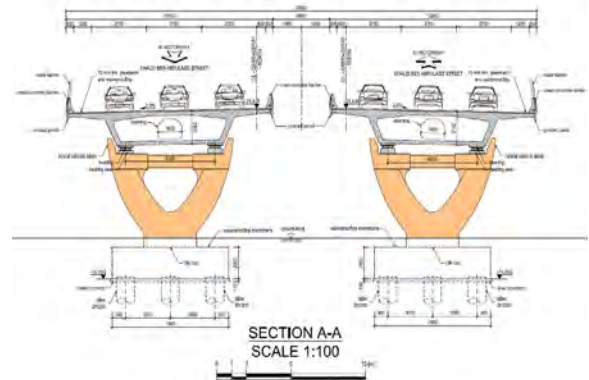


Figura 1. Sección de los tableros J5 Norte y J5 Sur.

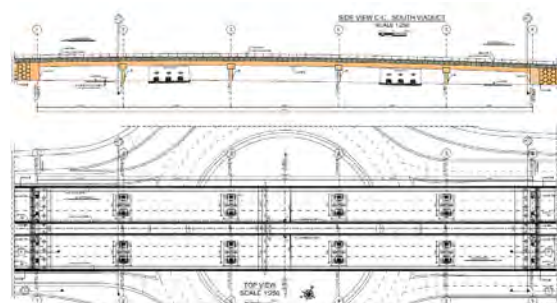


Figura 2. Viaducto J5, Tableros Norte y Sur.



---

## *Puente de Colonia-Mülheim sobre el Rin: equilibrio entre la conservación del patrimonio y las estrategias de renovación de estructuras existentes*

- **Wolfgang Eilzer**  
Dipl. Ing. Leonhardt, Andrä und Partner Betarende Ingenieure VBI AG. Consejero Delegado.  
[wolfgang.eilzer@lap-consult.com](mailto:wolfgang.eilzer@lap-consult.com)
- **Michael Müller**  
Dipl. Ing. Leonhardt, Andrä und Partner Betarende Ingenieure VBI AG. Director Dpto. Internacional Puentes.  
[michael.mueller@lap-consult.com](mailto:michael.mueller@lap-consult.com)
- **Thomas Lehmann**  
Dipl. Ing. Leonhardt, Andrä und Partner Betarende Ingenieure VBI AG. Inspecciones y rehabilitación Puentes.  
[thomas.lehmann@lap-consult.com](mailto:thomas.lehmann@lap-consult.com)
- **Rafael Rodríguez**  
Contact author Spanish/English. ICCP. Leonhardt, Andrä und Partner Betarende Ingenieure VBI AG. Ingeniero de proyectos.  
[rafael.rodriguez@lap-consult.com](mailto:rafael.rodriguez@lap-consult.com)
- **Bastian Kratzke**  
Contact author German/English. M. Sc. Leonhardt, Andrä und Partner Betarende Ingenieure VBI AG. Ingeniero de proyectos.  
[rafael.rodriguez@lap-consult.com](mailto:rafael.rodriguez@lap-consult.com)

### **PALABRAS CLAVE:**

Inspección, mantenimiento, evaluación, monitoreo, renovación, reparación.

### **RESUMEN**

Cerca de un 40% de los 40000 puentes de la red federal de carreteras de Alemania fueron construidos entre los años 60

y 70, y diseñados para las cargas de tráfico de la normativa de entonces, que además no requería análisis de fatiga. Los emblemáticos puentes sobre el Rin han sufrido especialmente el incremento de cargas y volúmenes de tráfico desde los años 80. Nos encontramos en un momento en el que es clave establecer procedimientos sistematizados para la inspección, evaluación, recálculo y en su caso refuerzo o sustitución de las estructuras existentes. Se expone el ejemplo del sistema alemán, y en particular los aprendizajes adquiridos en la evaluación y renovación del puente de Colonia-Mülheim.

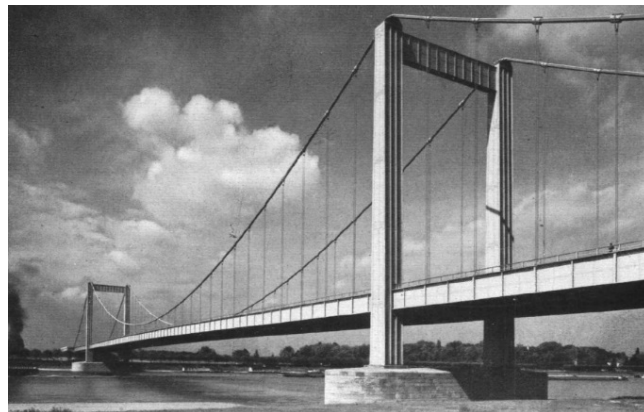
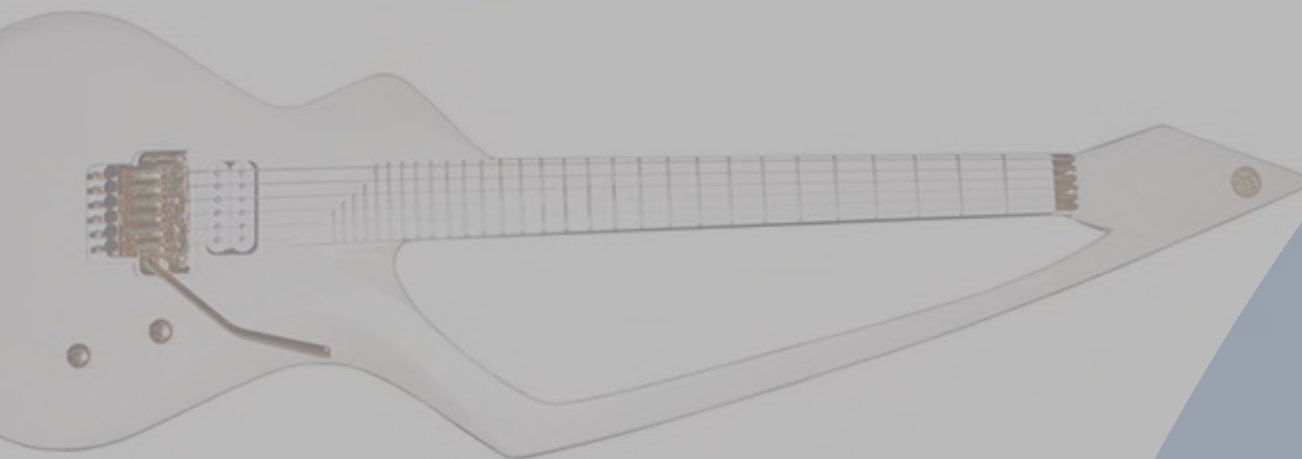


Figure 1. Suspension.



Figure 2. Example.



**ACHE** ACTAS DE  
CONGRESO ACHE 2022



# Sociedad

## *Independent Checking Engineering. Elemento asegurador de la calidad de los proyectos. Aplicación en el Proyecto de Tren Ligero de Lusail (Qatar)*

- **Jaime López Calderón**  
MSc. Civil Engineer. SENER Ingeniería y Construcción. Project Director ICE LRT Lusail, ACHE Memb.  
[jaime.lopez@sener.es](mailto:jaime.lopez@sener.es)
- **Ahmed Al Saleh**  
B.Sc. Electric, Electronic and Communications Eng. Qatar Rail Company. LRT Lusail QRC Project Director.  
[ahmed.alsaleh@qr.com.qa](mailto:ahmed.alsaleh@qr.com.qa)
- **Victor Pérez Azañedo**  
MSc. Civil Engineer. SENER Ingeniería y Construcción. Project Manager ICE LRT Lusail.  
[victorp.azanedo@sener.qa](mailto:victorp.azanedo@sener.qa)
- **Mohammad Saleem Akhtar**  
B.Sc. Electric, Electronic and Communications Eng. Qatar Rail Company. LRT Lusail QRC Project Director.  
[smohammad@qr.com.qa](mailto:smohammad@qr.com.qa)
- **Dorota Rogulska**  
Civil Engineer. SENER Ingeniería y Construcción. Technical Manager ICE LRT Lusail.  
[dorota.rogulska@sener.qa](mailto:dorota.rogulska@sener.qa)
- **Mark Easterby**  
BTEC Electrical and Electronics Engineering. QDVC (Q.S.C). Consortium QDVC-Alstom (JV) Project Director.  
[mark.easterby@lrt-i.com](mailto:mark.easterby@lrt-i.com)

### **PALABRAS CLAVE:**

ICE, Independiente, Chequeo, Ferrocarril, Calidad, Diseño, Supervisión, Seguridad, Qatar, Tranvía.

### **ABSTRACT**

El colapso estructural de los puentes metálicos de Mildford Haven (Reino Unido) y Melbourne (Australia) en 1970, provocan que la Comisión Investigadora Morrison en 1973, redacte un Manual

con nuevas reglas de mano para el diseño de puentes metálicos. Este manual ha sido un referente en la creación de una cultura de revisión de los proyectos de forma independiente (ICE) en todos los grandes puentes en el Reino Unido. El objetivo fundamental que se perseguía era la mitigación de los errores de proyecto y que habían tenido resultados catastróficos. El error de proyecto es totalmente mitigable.

La complejidad en las estructuras organizativas en los proyectos de infraestructuras, así como la proliferación de los contratos de proyecto y construcción (u obra) como forma de contratación en todo el mundo, han forzado en los proyectos la figura de un ICE. El ICE, con acuerdo del Empleador y de los Contratistas, es responsable de la realización de un chequeo técnico, independiente del Proyectista y del propio Contratista. Sólo con la aprobación del ICE, el empleador permite al Contratista acometer los trabajos del proyecto desarrollado.

La gran pregunta es quién es el cliente de un ICE, ¿El empleador, el contratista, el proyectista? La respuesta es El Proyecto. El ICE siempre tiene que colaborar con todos los actores, pero con la mirada fija en la garantía de la seguridad, funcionalidad,

constructibilidad y fiabilidad de la estructura diseñada y que va a prestar un servicio a la sociedad. El presente artículo pasa a explicar en detalle la funcionalidad de un ICE en los contratos de Proyecto y Construcción (u Obra), así como su aplicación en uno de los grandes proyectos más emblemáticos del mundo, como es la red de Sistema de Tren Ligero (LRT) en el nuevo distrito de Lusail en Doha (Qatar).



Figura. 1 Modelo estructural de elementos finitos de una estación intercambiador multinivel.



Figura 2. Edificio de Control y Operación del LRT de Lusail.

## *La Catedral de La Laguna: Una obra pionera en el uso del hormigón armado en España, 1904-1913*

- **Hugo A. Ventura Rodríguez**  
Prof. Escuela de Arquitectura de Las Palmas, Departamento de Construcción Arquitectónica.
- **Vicente Mirallave Izquierdo**  
Prof. Dr. Escuela de Arquitectura de las Palmas, Departamento de Arte, Ciudad y Territorio.
- **Nelson Flores Medina**  
Prof. Dr. Escuela de Arquitectura de las Palmas, Departamento de Construcción Arquitectónica.

Grupo de investigación Tides-Urscapes. Universidad de las Palmas de Gran Canaria.

### **PALABRAS CLAVE:**

Hormigón armado, patrimonio, historia, tecnología, estructuras.

## RESUMEN

En el año 1904 comienza el proceso para reconstruir la Catedral de La Laguna. La falta de arquitectos con conocimientos de la técnica del cemento armado obligó al Cabildo Catedralicio a contratar a un ingeniero militar. El teniente Rodrigo-Valabriga asume el reto de proyectar y construir un templo en cemento armado, convirtiéndose en el pionero del hormigón en Canarias. La catedral se pudo hacer en un tiempo record, solo ocho años. La escasez de recubrimientos, una inadecuada puesta en obra y un incorrecto mantenimiento obligaron a su demolición al siglo de su construcción. Esta obra pionera abrió el camino al hormigón armado en Canarias.



Figura 1. Interior de la Catedral de La Laguna. Fototeca del Patrimonio Histórico. Ministerio de Educación, Cultura y Deporte. Autor Passaporte, Antonio, año 1931.



Figura 2. Detalle de la moldura prefabricada crucero. Restos de la Catedral. Ventura Rodríguez.

## Sobre la durabilidad estética en el diseño de puentes

- Héctor Beade Pereda  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Knight Architects. Associate | Bridge Designer.  
[h.bead@knightarchitects.co.uk](mailto:h.bead@knightarchitects.co.uk)

## PALABRAS CLAVE:

Ingeniería y sociedad, durabilidad estética, puentes, diseño, historia, vida útil extendida, estética, apariencia, moda.

## RESUMEN

El avance en el desarrollo de materiales y sistemas de construcción, así como en las técnicas de instrumentación y monitorización, ha hecho posible el plantearse el diseño, de manera sistemática, de puentes con una vida útil significativamente más larga que la que ha de considerarse en proyecto en la actualidad. Las conversaciones sobre puentes diseñados para 200 años son frecuentes en la actualidad, centrándose generalmente en aspectos como durabilidad, mantenimiento o predicción de uso futuro. Sin embargo, algo tan fundamental como cuál debe ser la apariencia de los puentes que se proyectan con una vida útil tan larga, suele obviarse en esos estudios.

Este artículo es una reflexión sobre cómo tener en cuenta consideraciones relativas a la apariencia en el diseño de estos puentes. Sobre qué parámetros hacen de un puente un elemento impercederamente valioso en el entorno en el que se ubican. Sobre como alcanzar diseños cuya calidad percibida se transmite a lo largo de generaciones. Sobre durabilidad estética.

El artículo incluye un análisis cualitativo de una serie de puentes históricos, algunos de ellos construidos hace más de 200 años, con el objetivo de identificar qué los ha hecho exitosos, o no, desde un punto de vista formal, para así reflexionar sobre cómo aplicar lo aprendido al diseñar puentes con una vida útil extendida... y, por lo general, al diseñar cualquier puente.

La influencia en la durabilidad formal de un puente de conceptos como: tipo estructural, relación estructura-paisaje, ritmo y composición visual, esbeltez, espacio interior generado, simetría, memorabilidad, iconicidad, color, decoración, o moda en el momento de diseño, es analizada en este artículo.



Figura 1. Selección de puentes de más de 200 años.



Figura 2. La simetría es una propiedad de equivalencia visual entre elementos de una forma.

---

## Tres pasos superiores sobre rotondas entre Maó y Alaior

- **Juan Luis Bellod Thomas**  
Ingeniero de CCyP. CESMA Ingenieros S.L. Director General.  
[cesma@cesmaing.com](mailto:cesma@cesmaing.com)

### PALABRAS CLAVE:

Ingeniería y sociedad, puente integral pretensado, nube de pilas, ligereza, singularidad, respeto al entorno.

### RESUMEN

La mejora de la seguridad y movilidad de la carretera M-1 entre las poblaciones de Maó y Alaior, incluyó la definición de una serie de pasos superiores en los P.K. 6+815, 8+220 y 10+650, que salvan las rotondas inferiores de cambio de dirección. Todas las estructuras, que presentan una misma concepción estructural, están formadas por un tablero de hormigón pretensado compuesto por dos vanos laterales además de una zona de apoyo central, que coincide con el centro de las rotondas, en donde se dispone una nube de pilas metálicas de pequeño diámetro inclinadas en distintas direcciones. Mientras que en el paso superior situado en el PK 10+650, de longitud total 65 m, se disponen un total de 22 fustes, en los situados en los PK 6+815 y 8+220, con longitudes de 51 m, se disponen 11 y 8 pilas respectivamente. Con esta tipología se aporta singularidad a cada uno de los puentes, manteniendo la misma estética, con un diseño ligero que no resulta agresivo con el entorno.

El tablero, empotrado a los estribos, con anchura constante de 13.3 m y cantos constantes de 0.90 m o 1 m según el caso, presenta una sección formada por dos nervios longitudinales

macizos más la losa superior de espesor variable entre 0.21 m y 0.34 m para definir el peralte. En las zonas de empotramiento de las pilas, el espacio entre los nervios se maciza, dando lugar a un ancho inferior de 7.5 m.



Figura 1. Vista general del paso superior.



Figura 2. Detalle de la nube de pilas que constituye el apoyo intermedio del paso superior.

# Educación

## El “aula del futuro”, un espacio nuevo e inspirador para la docencia

- **Ignacio Payá-Zaforteza**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dr. por la Universitat Politècnica de València. Universitat Politècnica de València – ICITECH. Catedrático.  
[igpaza@cst.upv.es](mailto:igpaza@cst.upv.es)
- **Natalia Vila-López**  
Dra. en Ciencias Económicas y Empresariales. Universitat de València. Catedrática.  
[natalia.vila@uv.es](mailto:natalia.vila@uv.es)
- **Sabina Asensio-Cuesta**  
Licenciada en Informática. Dra. por la Universitat Politècnica de València. Universitat Politècnica de València. Profesora Contratada Doctora.  
[sasensio@dpi.upv.es](mailto:sasensio@dpi.upv.es)
- **Inés Kuster-Boluda**  
Dra. en Ciencias Económicas y Empresariales. Universitat de València. Catedrática.  
[ines.kuster@uv.es](mailto:ines.kuster@uv.es)

### PALABRAS CLAVE:

Innovación docente, competencias transversales, aula del futuro, educación.

### RESUMEN

El Proceso de Bolonia y la construcción del Espacio Europeo de Educación Superior han provocado un cambio importante en el proceso de enseñanza-aprendizaje. Así, el modelo centrado en el profesor ha sido sustituido por un modelo centrado en el alumno en el que cobra gran importancia el empleo de metodologías activas de aprendizaje y la adquisición por el alumno no solo de conocimientos técnicos sino también de competencias transversales (como el trabajo en equipo o la capacidad de liderazgo).

Nuevas metodologías y nuevas competencias requieren nuevos espacios docentes. Sin embargo, el aula, que es el lugar en el que se desarrolla la mayor parte del aprendizaje, no ha experimentado ningún cambio significativo.

Esta ponencia detalla los resultados de una innovación docente desarrollada en la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universitat Politècnica de València en la que un equipo multidisciplinar ha trabajado en la transformación de un aula docente tradicional en un “aula del futuro”. Para ello, se ha realizado un proceso participativo en el que han colaborado alumnos, profesores, pedagogos, personal encargado de la seguridad y salud y del mantenimiento e incluso fabricantes de muebles. Esta comunicación detalla el proceso participativo realizado, sus principales resultados y la propuesta realizada. Esta se caracteriza, entre otros aspectos, por permitir una distribución muy flexible del espacio, por eliminar la tarima y por tener elementos que transforman el espacio docente tradicional en un entorno atractivo, inspirador e interactivo.



Figura 1. Propuestas del “aula del futuro” realizadas por dos equipos de alumnos participantes en uno de los talleres organizados.

### Opción 1. Trabajo en equipo

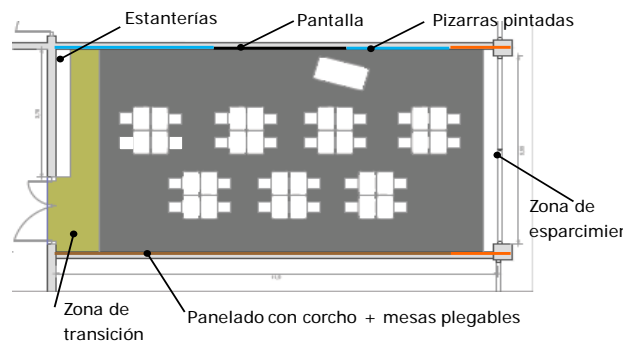


Figura 2. Proyecto de “aula del futuro”. Elementos constitutivos y disposición del mobiliario para realizar trabajos en equipo.

## Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7

- **Álvaro Parrilla Alcaide**  
ICCP del Estado. DG Carreteras – Ministerio de Fomento. Jefe del Área de Geotecnia.  
[aparrilla@fomento.es](mailto:aparrilla@fomento.es)
- **Pilar Crespo Rodríguez**  
ICCP del Estado. DG Carreteras – Ministerio de Fomento. Jefe del Área de Estructuras.  
[pcrespo@fomento.es](mailto:pcrespo@fomento.es)
- **Carlos Paradela Sánchez**  
ICCP del Estado. Dirección General de Carreteras. M.Fomento. Jefe de Servicio de Puentes.  
[cparadela@fomento.es](mailto:cparadela@fomento.es)

### PALABRAS CLAVE:

Eurocódigos, Eurocódigo 7, obras de carretera, proyecto geotécnico, cimentaciones.

### RESUMEN

El Eurocódigo 7 trata sobre los aspectos geotécnicos del proyecto estructural. Si la redacción de un código común para toda Europa suponía hace cuarenta años un reto de considerable dificultad para la ingeniería estructural, la adopción por parte de los expertos geotécnicos de la teoría de los estados límite con el uso de coeficientes parciales, habitual en el campo de las estructuras, suponía una dificultad adicional que se percibía casi como un obstáculo insalvable.

Sin embargo, transcurridos más de diez años desde la publicación de la versión vigente del Eurocódigo 7, ya se puede decir que el obstáculo ha sido salvado con éxito. El uso generalizado en Europa de los conceptos establecidos en el Eurocódigo 7 está permitiendo incluso seguir avanzando en la armonización del proyecto geotécnico, lo que quedará reflejado en la nueva generación de Eurocódigos que está actualmente en preparación.

El Ministerio de Fomento ha publicado una serie de Guías de aplicación de los Eurocódigos estructurales. La “Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7”



tiene como objetivo servir de ayuda en el uso e interpretación del Eurocódigo 7 para el proyecto geotécnico de obras de carretera y se divide en una serie de documentos individuales que tratan de abordar otros tantos aspectos del proyecto geotécnico. A fecha de envío de este resumen los documentos finalizados se dedican a las *Bases del proyecto geotécnico* y a *Cimentaciones superficiales* si bien hay previstos algunos más (se incluirían en el artículo si a fecha del congreso están publicados).



Figura 1. Algunos de los participantes en la reunión de expertos del EC 7 celebrada en la Universidad de Nápoles en diciembre de 2018.

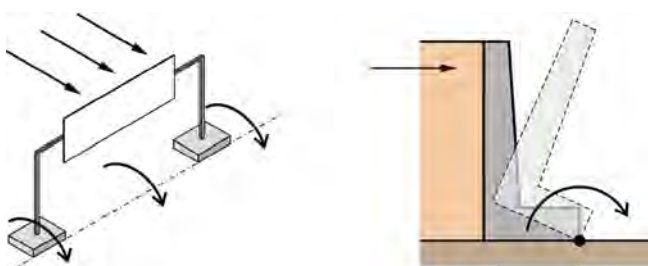


Figura 2. Ejemplos de ELU-EQU.

## Guía para el proyecto frente a fatiga de puentes metálicos y mixtos

- Miguel Ortega Cornejo  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Director de Ingeniería.  
[miguel.ortega@ideam.es](mailto:miguel.ortega@ideam.es)
- Carlos Paradela Sánchez  
ICCP del Estado. Dirección General de Carreteras. M.Fomento. Jefe de Servicio de Puentes y Estructuras.  
[cparadela@fomento.es](mailto:cparadela@fomento.es)
- Pilar Crespo Rodríguez  
ICCP del Estado. Dirección General de Carreteras. M.Fomento. Jefe del Área de Estructuras.  
[pcrespo@fomento.es](mailto:pcrespo@fomento.es)

### PALABRAS CLAVE:

Fatiga, soldadura, estructura metálica, cajón mixto, bijácena, celosía, losa ortótropa.

### RESUMEN

El Ministerio de Fomento ha publicado una serie de guías de aplicación de los Eurocódigos estructurales para el proyecto de puentes. Este artículo resume el contenido de la “Guía para el proyecto frente a fatiga de puentes metálicos y mixtos” aplicada a puentes de carretera.

En la primera parte de la guía se realiza una exposición de las bases teóricas del fenómeno de la fatiga en elementos metálicos y posteriormente se particularizan los métodos de cálculo establecidos en los Eurocódigos para la verificación del Estado Límite Último de Fatiga en puentes de acero y mixtos.

Posteriormente se dan una serie de recomendaciones para la concepción, el dimensionamiento, la ejecución y el control de la ejecución de los detalles típicos de puentes metálicos y mixtos de carretera (Figura 1), con objeto de establecer criterios para conseguir detalles con la mayor categoría de fatiga posible en las tipologías más frecuentes de cajones mixtos y tableros con vigas mixtas (bijácena o multijácena). Adicionalmente se incluyen algunas recomendaciones relativas a tableros en celosía y losas ortótropas (Figura 2), que presentan detalles con particularidades específicas.

En la parte final de la guía se incluye un análisis paramétrico de la sensibilidad frente a fatiga de diferentes variables en puentes de carretera, exponiendo los casos más habituales en los que, en general, la fatiga no suele ser dimensionante frente al resto de Estados Límite y los casos de las tipologías, configuraciones estructurales y detalles más frecuentes, en los que el Estado Límite Último de Fatiga es muy probable que condicione el dimensionamiento de algún elemento.

La guía concluye con dos ejemplos, un cajón mixto isostático y un tablero de tres vanos continuo formado por una sección bijácena con doble acción mixta, en los que se explican las verificaciones de fatiga.

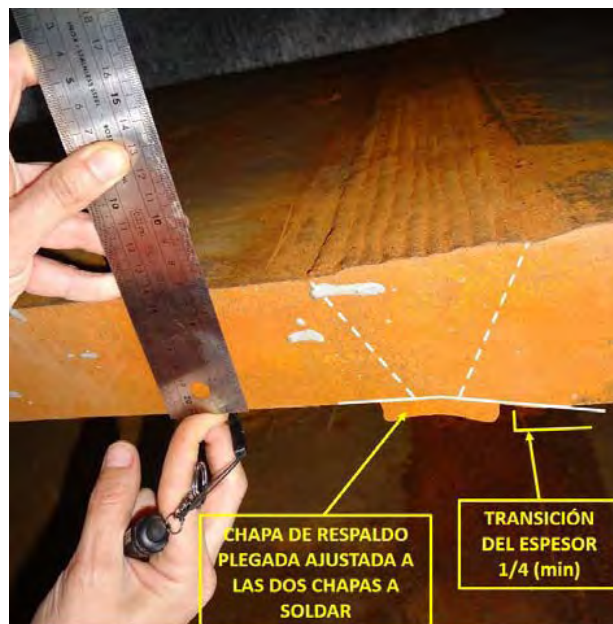


Figura 1. Detalle de soldadura a tope con chapa de respaldo con categoría de fatiga 71.

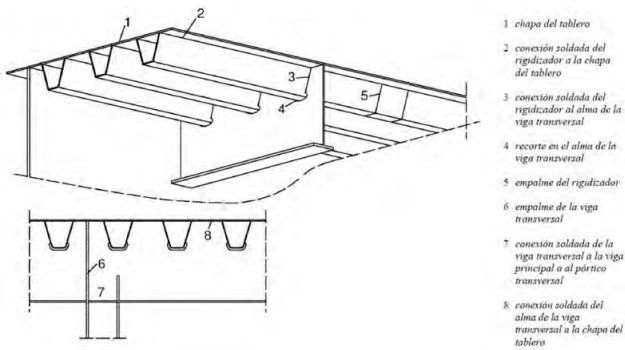


Figura 2. Detalles de fatiga en una losa ortótropa acorde al Eurocódigo.

## Guías para el proyecto de puentes de carretera con Eurocódigos

- **Carlos Paradela Sánchez**  
ICCP del Estado. Dirección General de Carreteras. M.Fomento. Jefe de Servicio de Puentes.  
[cparadela@fomento.es](mailto:cparadela@fomento.es)
- **Pilar Crespo Rodríguez**  
ICCP del Estado. Dirección General de Carreteras. M.Fomento. Jefe de Área de Estructuras.  
[pcrespo@fomento.es](mailto:pcrespo@fomento.es)
- **Álvaro Parrilla Alcaide**  
ICCP del Estado. Dirección General de Carreteras. M.Fomento. Jefe de Área de Geotecnia.  
[aparrilla@fomento.es](mailto:aparrilla@fomento.es)

### PALABRAS CLAVE:

Eurocódigos, puentes carretera, proyecto geotécnico, proyecto sísmico, proyecto a fatiga.

### RESUMEN

El uso creciente y generalizado de los Eurocódigos en los países de nuestro entorno ha dado lugar a la publicación de numerosos manuales, guías y ejemplos de aplicación de estas normas. En España, desde hace ya algunos años, los Eurocódigos se han convertido en textos de referencia en la enseñanza universitaria y han ido apareciendo publicaciones diversas relativas a los mismos, entre las que cabe citar algunos números monográficos en revistas especializadas.

La Dirección General de Carreteras aprobó en marzo de 2019 la Orden Circular 1/2019 sobre aplicación de los Eurocódigos a los proyectos de carreteras, haciéndola coincidir con la publicación de la serie GUÍAS EUROCÓDIGOS, cuyo objeto es contribuir a que la comunidad técnica española tenga un conocimiento más profundo de los distintos Eurocódigos y, en última instancia, a facilitar su aplicación en los proyectos de la Dirección General de Carreteras.

Además de las Guías para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7, esta serie comienza abordando dos aspectos que se ha considerado que pueden resultar de gran ayuda al proyecto de puentes de carretera con Eurocódigos; por un lado, el proyecto sísmico, con el objeto de facilitar la comprensión de los conceptos básicos relacionados con la acción sísmica y sus efectos en los puentes, así como de desgra-

nar el contenido técnico que subyace a las prescripciones del Eurocódigo 8; por otro, el proyecto frente a fatiga, que pretende facilitar la comprensión del fenómeno de la fatiga en los puentes, así como ayudar en la interpretación del tratamiento que hacen los Eurocódigos del Estado Límite Último de Fatiga.

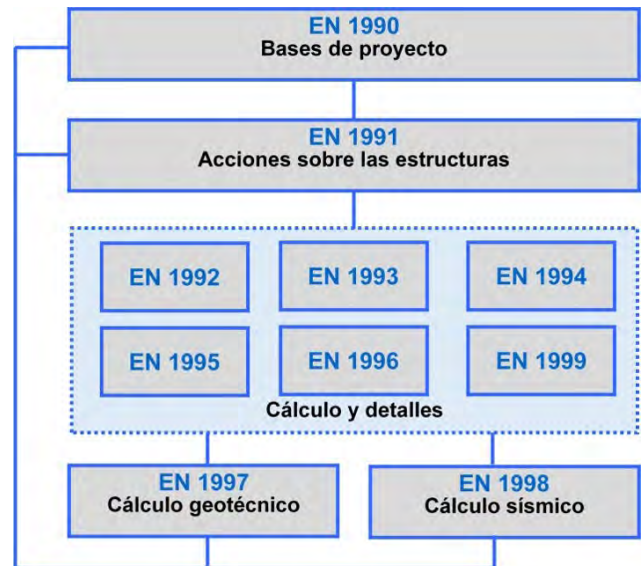


Figura 1. "Arquitectura" de los Eurocódigos.



Figura 2. Portada de las cuatro Guías de la serie publicadas hasta la fecha.

## La enseñanza del BIM a través de la plataforma educativa BIMserver.center Education

- **Javier Pereiro Barceló**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. CYPE Ingenieros. Ingeniero de desarrollo.  
[javier.pereiro@cype.com](mailto:javier.pereiro@cype.com)
- **Vicente Castell Herrera**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. CYPE Ingenieros. Presidente.  
[vicente.castell@cype.com](mailto:vicente.castell@cype.com)
- **Ángel Herrero Castaño**  
Ingeniero Industrial. CYPE Ingenieros. Director de desarrollo.  
[angel.herrero@cype.com](mailto:angel.herrero@cype.com)
- **Carlos Fernández Fernández**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. CYPE Ingenieros. Director técnico.  
[carlos.fernandez@cype.com](mailto:carlos.fernandez@cype.com)

### PALABRAS CLAVE:

Building Information Modeling (BIM), plataforma educativa, resultados de aprendizaje.

## RESUMEN

La transformación digital está alterando la forma en que los profesionales de arquitectura e ingeniería de la construcción han trabajado tradicionalmente. *Building Information Modeling* (BIM) es una metodología de trabajo colaborativa para la creación y gestión de un proyecto de construcción. Su objetivo es centralizar toda la información del proyecto en un modelo de información digital creado por todos sus agentes. Sus ventajas frente a la práctica anterior son muchas y benefician a los propietarios, diseñadores y contratistas. La demanda de proyectos BIM está creciendo significativamente y se espera que aumente más rápidamente en los próximos años mientras la industria mejora los estándares y las herramientas disponibles se desarrollan más. La educación en el mundo de la construcción debe reconocer estos cambios e incluir BIM en el núcleo de sus contenidos para preparar a los futuros profesionales.

En este artículo se presenta la plataforma educativa *BIMserver.center Education*. Esta plataforma, de uso exclusivo de profesores, permite gestionar y supervisar de forma centralizada y cómoda proyectos de construcción siguiendo la metodología BIM, resueltos por los alumnos. Además, dirigir proyectos BIM a través de esta plataforma aporta ventajas tales como: licencias educativas de todas las aplicaciones alojadas en *BIMserver.center*, espacio ilimitado para los proyectos, posibilidad de visualizar los proyectos en dispositivos móviles y en realidad aumentada, confección automática de los currículums de los profesores y alumnos donde se computen los proyectos dirigidos o resueltos, así como los cursos o seminarios impartidos o recibidos. Es una plataforma en constante evolución de la mano del personal docente de numerosas universidades e instituciones que se adapta a las necesidades que demandan los profesores.

Para finalizar el artículo, se desarrolla un caso de éxito en el que una universidad española ha utilizado la plataforma en asinaturas de cálculo de hormigón estructural.

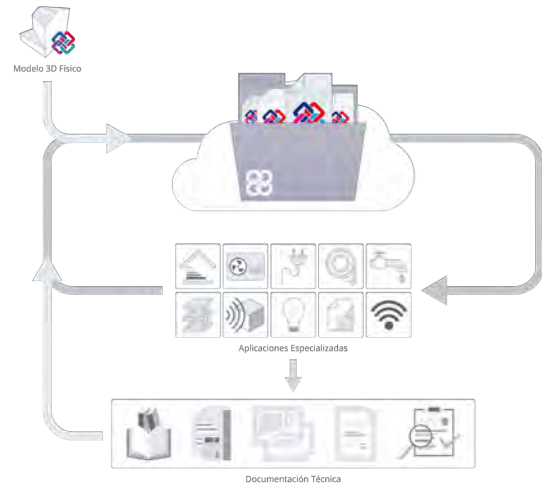


Figura 1. Flujo de trabajo Open BIM.

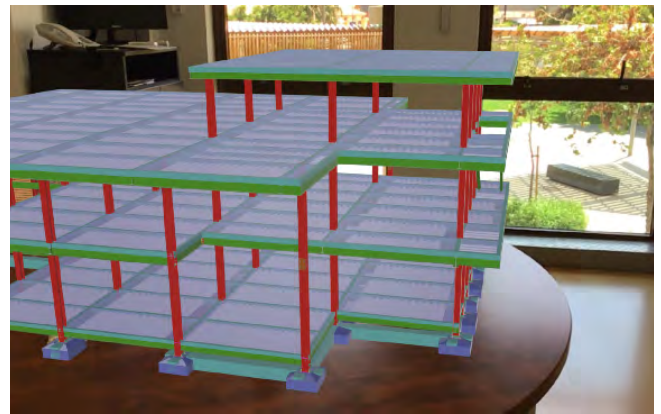
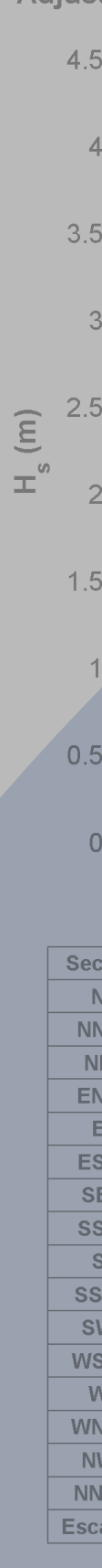
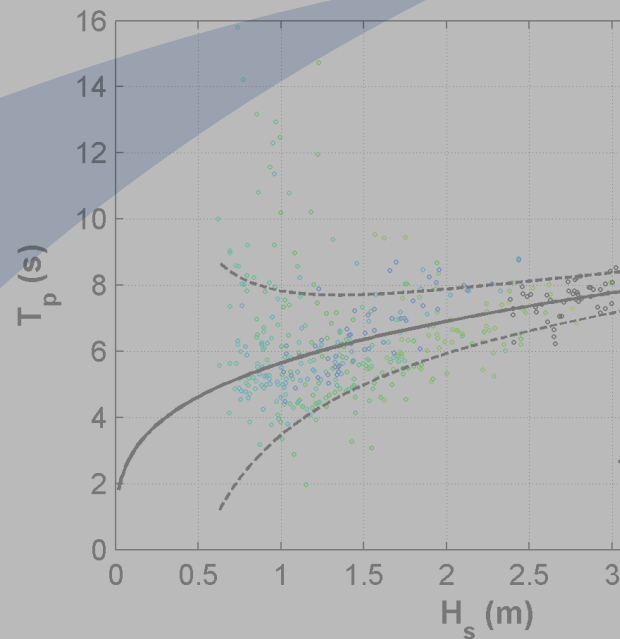
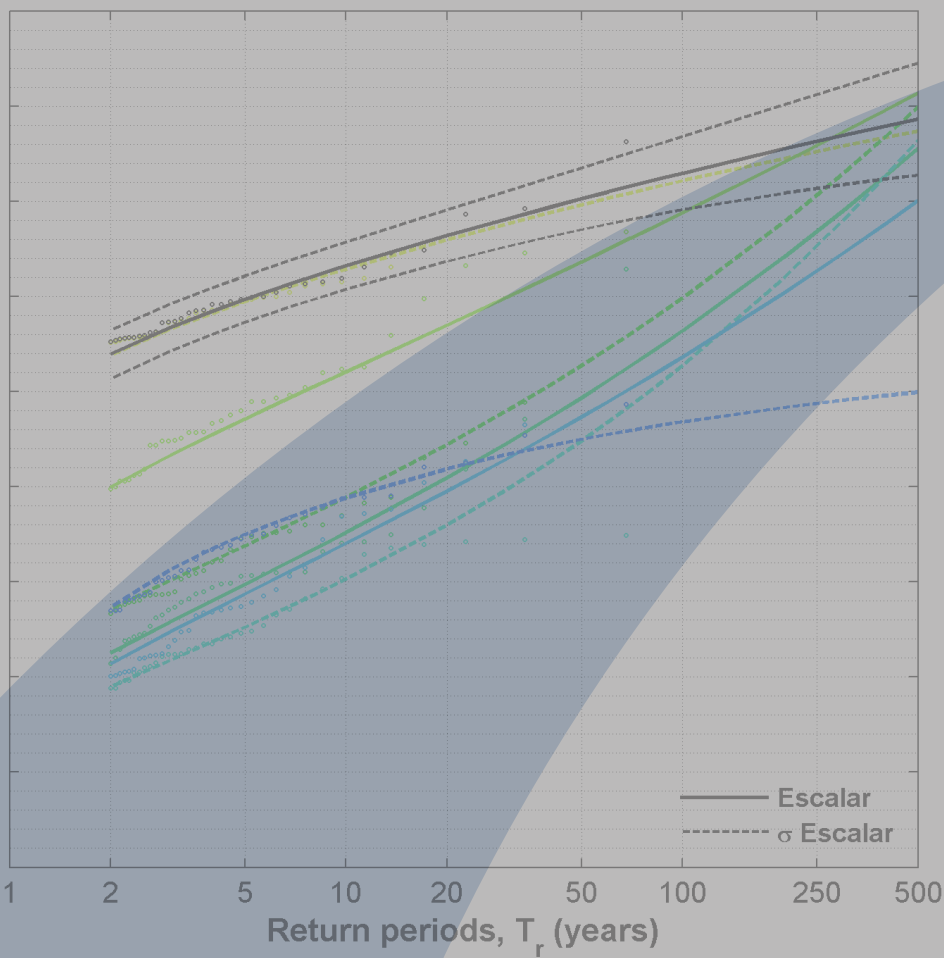


Figura 2. Realidad aumentada con un proyecto de BIMserver.center.



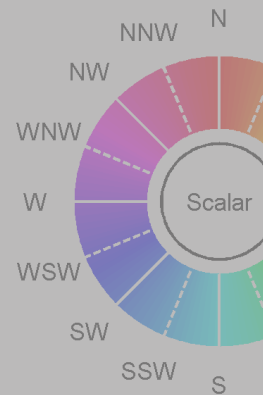
in terms of function GEV



$$\mu_{MA}(T_p|H_s) = aH_s^b$$

$$\sigma_{MA}(T_p|H_s) = aH_s^b$$

$T_p$
$\mu_{MA}(T_p H_s)$
$\sigma_{MA}(T_p H_s)$



tor	u	λ	σ	μ	ψ	ξ	c <sub>0</sub>	c <sub>1</sub>	c <sub>2</sub>	c <sub>3</sub>
IE										
E										
IE	2.368	2.179	0.296	2.590	0.274	-0.097	-2.167	2.566	-0.947	0.115
E	1.483	3.955	0.283	1.885	0.302	0.047	0.518	-0.448	0.120	-0.002
IE	0.963	3.866	0.198	1.264	0.249	0.169	0.269	-0.351	0.167	-0.010
E	0.764	2.657	0.244	1.020	0.279	0.139	0.263	-0.287	0.147	-0.005
IE	0.558	5.060	0.157	0.863	0.224	0.219	0.101	-0.191	0.159	-0.012
E	0.733	2.224	0.271	0.959	0.294	0.101	0.271	-0.240	0.112	0.002
W	0.997	1.597	0.497	1.215	0.436	-0.281	-0.772	2.034	-1.279	0.246
N										
W										
N										
W										
W										
alar	2.384	2.134	0.291	2.598	0.273	-0.081	-1.896	2.321	-0.874	0.108

Pareto-Poisson Distribu

$$F(H_s; u, \lambda, \sigma, \xi) = \exp(-\lambda H_s)$$

$$H_s(T_r; u, \lambda, \sigma, \xi) = u - \frac{\sigma}{\xi} \left( \frac{T_r}{\lambda} \right)^{\xi}$$

GEV Distribution F

$$F(H_s; \mu, \psi, \xi) = \exp(-\xi H_s)$$

$$H_s(T_r; \mu, \psi, \xi) = \mu - \frac{\psi}{\xi} \left( \frac{T_r}{\lambda} \right)^{\xi}$$

$$\sigma(H_s; c_0, c_1, c_2, c_3) = c_0 + c_1 H_s + c_2 H_s^2 + c_3 H_s^3$$

# Sostenibilidad

## Aplicación del análisis del valor MIVES a la estructura de una vivienda unifamiliar de autopromoción con criterios de sostenibilidad

- **Antonio José Sánchez Garrido**  
Arquitecto, MSc. Consultor de estructuras. Dpto. de Ingeniería de la Construcción. Universitat Politècnica de València.  
[asg.arquitectura@gmail.es](mailto:asg.arquitectura@gmail.es)
- **Victor Yepes Piqueras**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, PhD.. ICITECH. Universitat Politècnica de València. Catedrático.  
[vyepesp@cst.upv.es](mailto:vyepesp@cst.upv.es)

### PALABRAS CLAVE:

Análisis de valor, indicadores, toma de decisiones multicriterio, MIVES, vivienda unifamiliar, sostenibilidad, ciclo de vida, Ytong, ELESDOPA.

### RESUMEN

Este artículo estudia el óptimo diseño de la estructura y cerramiento entre tres alternativas dispares aplicadas a una vivienda unifamiliar adosada, para la toma de decisión de un autopromotor apoyándose en métodos multicriterio y teniendo en cuenta parámetros de sostenibilidad. En este proyecto se utiliza la metodología del “Modelo Integrado de Valor para una Evaluación Sostenible” que permite identificar, estructurar y evaluar las alternativas propuestas transformándolas en un valor, cuyo máximo es la opción óptima. Se obtiene la validación del método para una solución constructiva “convencional”, “prefabricada” y “tecnológica”, consiguiendo esta última la mejor valoración a pesar de no ser la más empleada ni la más rápida de ejecutar. Los proyectos de viviendas unifamiliares suelen estar vinculados a encargos de propietarios particulares, no siendo objeto de interés para los promotores que obtienen mayores beneficios en otros productos inmobiliarios de tipo plurifamiliar. Para cualquier autopromotor su “hogar” constituye probablemente la mayor inversión de su vida, y por tanto una de las decisiones más importantes a tomar. Sin embargo, en el mercado no existe una herramienta específica para evaluar de forma rigurosa (más allá del coste de obra) la sostenibilidad de una vivienda unifamiliar. Los cuestionarios para evaluar indicadores a través de atributos (tangibles e intangibles) identifican numéricamente las deficiencias de esta tipología para mejorar su índice de valor, ofreciendo al proyectista una herramienta objetiva con la que justificar ante su cliente un mejor uso de materiales, mano de obra o tecnología para diseños óptimos analizados desde diferentes aspectos (ambientales, sociales, estéticos, funcionales, temporales, económicos, de seguridad y salud, etc.). Un estudio así en la fase inicial de proyecto permitiría a todo gestor controlar los requerimientos fundamentales que marcarán el equilibrio del futuro edificio a lo largo de su ciclo de vida para que sea, desde un punto de vista holístico, más sostenible.

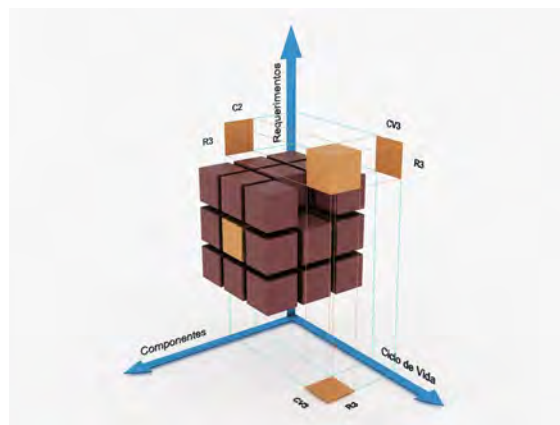


Figura 1. Estructura 3D de la toma de decisiones.

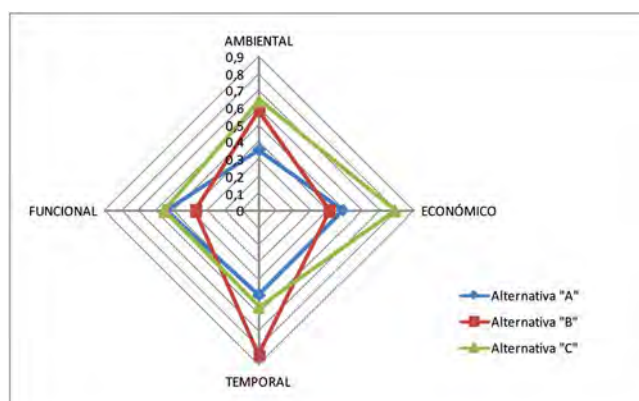


Figura 2. Comparación entre requerimientos de las alternativas.

## Comportamiento térmico de hormigón en masa con árido reciclado de conchas de mejillón

- **Juan Luis Pérez-Ordóñez**  
Doctor Ingeniero en Informática. Universidade da Coruña. Profesor Titular.  
[jlperrez@udc.es](mailto:jlperrez@udc.es)
- **David Bienvenido-Huertas**  
Graduado en Ciencia y Tec. en la Edificación. Universidad de Sevilla. Estudiante de doctorado.  
[jbienvenido@us.es](mailto:jbienvenido@us.es)
- **Carolina Martínez-García**  
Graduada en Arquitectura Técnica. Universidade da Coruña. Estudiante de doctorado.  
[carolina.fernandez2@udc.es](mailto:carolina.fernandez2@udc.es)
- **Roberto Rodríguez-Álvaro**  
Graduado en Arquitectura Técnica. Universidade da Coruña. Estudiante de doctorado.  
[roberto.rodriguez1@udc.es](mailto:roberto.rodriguez1@udc.es)
- **Juan José Moyano-Campos**  
Doctor en Historia del Arte. Universidad de Sevilla. Profesor Titular.  
[jmoyano@us.es](mailto:jmoyano@us.es)
- **Belén González-Fontebó**  
Doctora Ingeniera en Caminos, Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Profesor Titular.  
[bfontebo@udc.es](mailto:bfontebo@udc.es)

## PALABRAS CLAVE:

Árido de conchas de mejillón, residuos, hormigón en masa, valor-U, transmitancia, caja caliente, termoflujómetro, temperatura.

## RESUMEN

A día de hoy la industria conservera produce, en todo el mundo, más de un millón de toneladas de residuos de conchas de mejillón. Para minimizar el impacto ambiental es de gran interés reciclar estos residuos y convertirlos en nuevos productos útiles para la industria. Una posible alternativa es emplear las conchas de mejillón como sustitutos a los áridos en la producción de hormigón en masa. Para su uso en elementos de cerramiento en edificación conviene conocer el aislamiento térmico que proporciona el empleo de este hormigón, lo que se presenta en esta comunicación.



Figura 1. Amasadora.



Figura 2. Fibras empleadas, losa y test.

En este trabajo se ha analizado el comportamiento térmico de los residuos tratados de conchas de mejillón en hormigón en masa mediante el método de caja caliente. Para realizar el estudio térmico se utilizó una losa de hormigón de 6 cm de espesor. Los materiales empleados para producir hormigón son cemento, agua, áridos finos y gruesos, fibras y superplastificantes. El 12.5% de los áridos finos y gruesos han sido sustituidos por áridos reciclados de conchas de mejillón. Antes de su utilización, la concha de mejillón ha sido tratada térmicamente a 135 °C durante 30 minutos y, a continuación, triturada y tamizada hasta conseguir tamaños equivalentes a los de arenas y gravas.

El hormigón se ha caracterizado en estado fresco (trabajabilidad) y endurecido (resistencia a la compresión). La caja

caliente se ha diseñado con una separación térmica de 20 grados centígrados y la transmitancia térmica se ha determinado mediante un sensor termoflujométrico y las temperaturas ambiente y superficial de ambas cámaras.

## *Deslizamiento del tablero de la Z-32 sobre la AP-68 (Zaragoza): Estudio del origen del problema y trabajos de restitución a su ubicación original*

- **José Luis Martínez Martínez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ines Ingenieros Consultores. Director Técnico.  
[jlmm@inesingenieros.com](mailto:jlmm@inesingenieros.com)
- **Damián Javier Terrasa Díaz**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ines Ingenieros Consultores. Director de proyectos.  
[djtd@inesingenieros.com](mailto:djtd@inesingenieros.com)
- **Luis Cosano López-Fando**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Freyssinet. Responsable Operaciones Dpto. Reparación  
[luis\\_c@freysinnet-es.com](mailto:luis_c@freysinnet-es.com)
- **Pablo Vilchez Motino**  
Ingeniero Industrial. Freyssinet. Director Técnico.  
[pablo\\_v@freysinnet-es.com](mailto:pablo_v@freysinnet-es.com)
- **Rafael Echevarría González De Echávarri**  
Ingeniero Industrial. Delegado zona centro.  
[rafael\\_e@freysinnet-es.com](mailto:rafael_e@freysinnet-es.com)

## PALABRAS CLAVE:

Tablero de vigas prefabricadas, deslizamiento lateral, reposicionamiento de tablero, apoyos elastoméricos, LAO (levantamiento asistido por ordenador), gateo de estructuras.



Figura 1. Deslizamiento lateral de 20 cm en el estribo 1.

## RESUMEN

La calzada derecha de la carretera Z-32 conecta la autopista de peaje AP-68 con la autovía A-68 en sentido norte, en el distrito de Monzalbarba (Zaragoza). En su trazado dispone de una única estructura de siete vanos en curva a izquierdas según sentido de la circulación, peraltada, que salva la AP-68 y vías del ferrocarril de Cercanías de Zaragoza. El tablero dispone de una junta en pila 3, que divide a este en dos partes, la primera entre estribo E1 y dicha pila, y la segunda hasta estribo E2. Entre julio y septiembre de 2016, el primer cuerpo del tablero

sufrió un deslizamiento lateral sobre sus apoyos de neopreno con valor máximo de casi 20 cm en estribo E1. Ello originó la necesidad de llevar a cabo una intervención de reparación que consistió, básicamente, en el levantamiento y ripado (con rotación) del tablero desplazado a su posición original.



Figura 2. Desplazamiento lateral del tablero respecto de un apoyo de neopreno del estribo E1, que permanecía en su sitio: desplazamiento relativo de 18 cm.

## Evaluación de la sostenibilidad de materiales para elementos estructurales de cubiertas

- **Irene Josa i Culleré**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de Catalunya. Investigadora.  
[irene.josa@upc.edu](mailto:irene.josa@upc.edu)
- **Albert de la Fuente Antequera**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesor agregado.  
[albert.de.la.fuente@upc.edu](mailto:albert.de.la.fuente@upc.edu)
- **Oriol Pons Valladares**  
Doctor en Arquitectura. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesor lector.  
[oriol.pons@upc.edu](mailto:oriol.pons@upc.edu)
- **Antonio Aguado de Cea**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesor catedrático.  
[antonio.aguado@upc.edu](mailto:antonio.aguado@upc.edu)

### PALABRAS CLAVE:

Sostenibilidad, madera estructural, cerchas metálicas, vigas de hormigón, MIVES, polideportivos.

### RESUMEN

Hoy en día, es creciente la importancia que debe darse a la consideración de aspectos de sostenibilidad en el desarrollo de proyectos de infraestructuras. Las distintas características de estos proyectos pueden influenciar el impacto final que tienen en la sostenibilidad global de la infraestructura. En concreto, la elección del material de construcción idóneo puede permitir mejorar notablemente la sostenibilidad de la estructura en términos tanto económicos, ambientales como sociales. Cabe destacar, además, que para poder tener en cuenta estas tres áreas es necesario utilizar modelos multi-criterio que den soporte a la toma de decisión de forma holística. Así pues, el principal objetivo de este artículo es proponer un modelo de evalua-

ción de la sostenibilidad que se basa en la teoría multi-atributo para analizar la sostenibilidad de diferentes alternativas de materiales para miembros estructurales. En este artículo, el modelo desarrollado es utilizado para evaluar la sostenibilidad de distintas opciones diseñadas para cubiertas no accesibles de polideportivos.

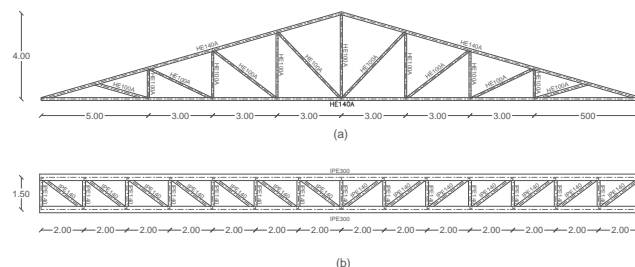


Figura 1. Detalles del diseño de (a) la cercha peraltada metálica y (b) la cercha llana metálica.

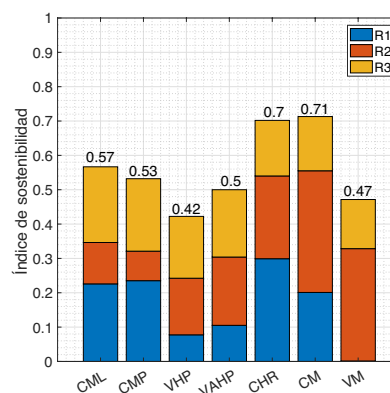


Figura 2. Resultados del análisis determinista para el IS.

## Expansión del hospital CUF Descobertas – seguridad estructural en la salud

- **Pedro Miguel Serpa Viegas**  
Ingeniero civil. IDOM Consulting, Engineering, Architecture. Director de Proyectos.  
[pedro.viegas@idom.com](mailto:pedro.viegas@idom.com)
- **Romina González Hierro**  
Ingeniero industrial. IDOM Consulting, Engineering, Architecture. Ingeniero Proyectos.  
[romina.gonzalez@idom.com](mailto:romina.gonzalez@idom.com)
- **Carlos Castañón Jiménez**  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. IDOM Consulting, Engineering, Architecture. Director de estructuras.  
[ccastanon@idom.com](mailto:ccastanon@idom.com)

### PALABRAS CLAVE:

Hospital, sismo, requisitos de desempeño, sostenibilidad, activación térmica, TABS.

### RESUMEN

Este artículo hace referencia a la estructura del nuevo Hospital CUF Descobertas, ubicado en Lisboa, Portugal. El proyecto se llevó a cabo entre 2015 y 2016 y se ejecutó entre 2016 y 2018.



La arquitectura definió un edificio con 5 pisos bajo rasante y 5 pisos sobre rasante, con un área total de 23 000 m<sup>2</sup>.

La campaña de sondeos reveló un terreno con baja capacidad portante, aunque por el número de sótanos fue posible cimentar de forma directa, pero condicionada por la existencia de un acuífero artesiano cautivo, que forzó una losa de cimentación y un sistema de drenaje de agua durante la fase de construcción. El edificio está ubicado en un área de alta sismicidad, por lo que los requisitos de diseño son altos, impuestos por el Anejo Nacional del Eurocódigo 8 y Especificaciones Técnicas de ACSS del Ministerio de Salud. Se verificaron los requisitos de no-collapso y limitación de daños. Debido al uso hospitalario, la acción sísmica se vio agravada por el correspondiente coeficiente de importancia.

La contención perimetral fue ejecutada mediante pantallas, coaccionadas en la fase definitiva por los forjados bajo rasante. Estos forjados fueron aligerados por moldes esféricos, lo que determina un menor impacto ambiental al reducirse significativamente la emisión de CO<sub>2</sub>.

La estructura es de hormigón armado, constituida por un conjunto de núcleos y pórticos en la periferia del edificio, lo que confiere una mayor resistencia a la acción sísmica y una menor deformabilidad. Las vigas perimetrales previenen el fenómeno pancake collapse. Las losas sobre rasante son macizas y están activadas térmicamente.

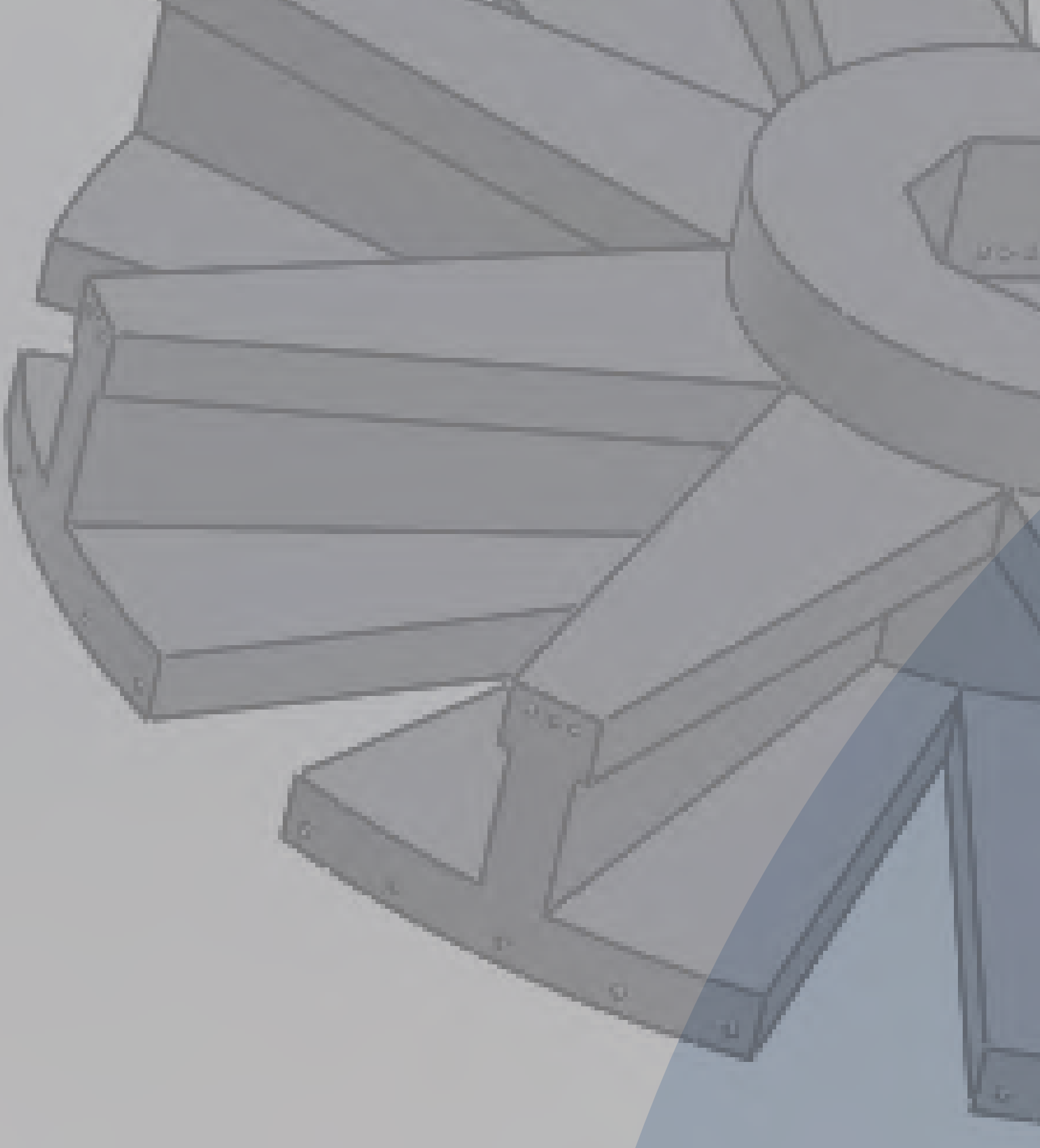
Para interconectar este edificio con el existente, se concibió una pasarela elevada con 25 m de luz, materializada por una celosía espacial apoyada a los 20 m en sobre sendas pilas-pilote de hormigón armado.



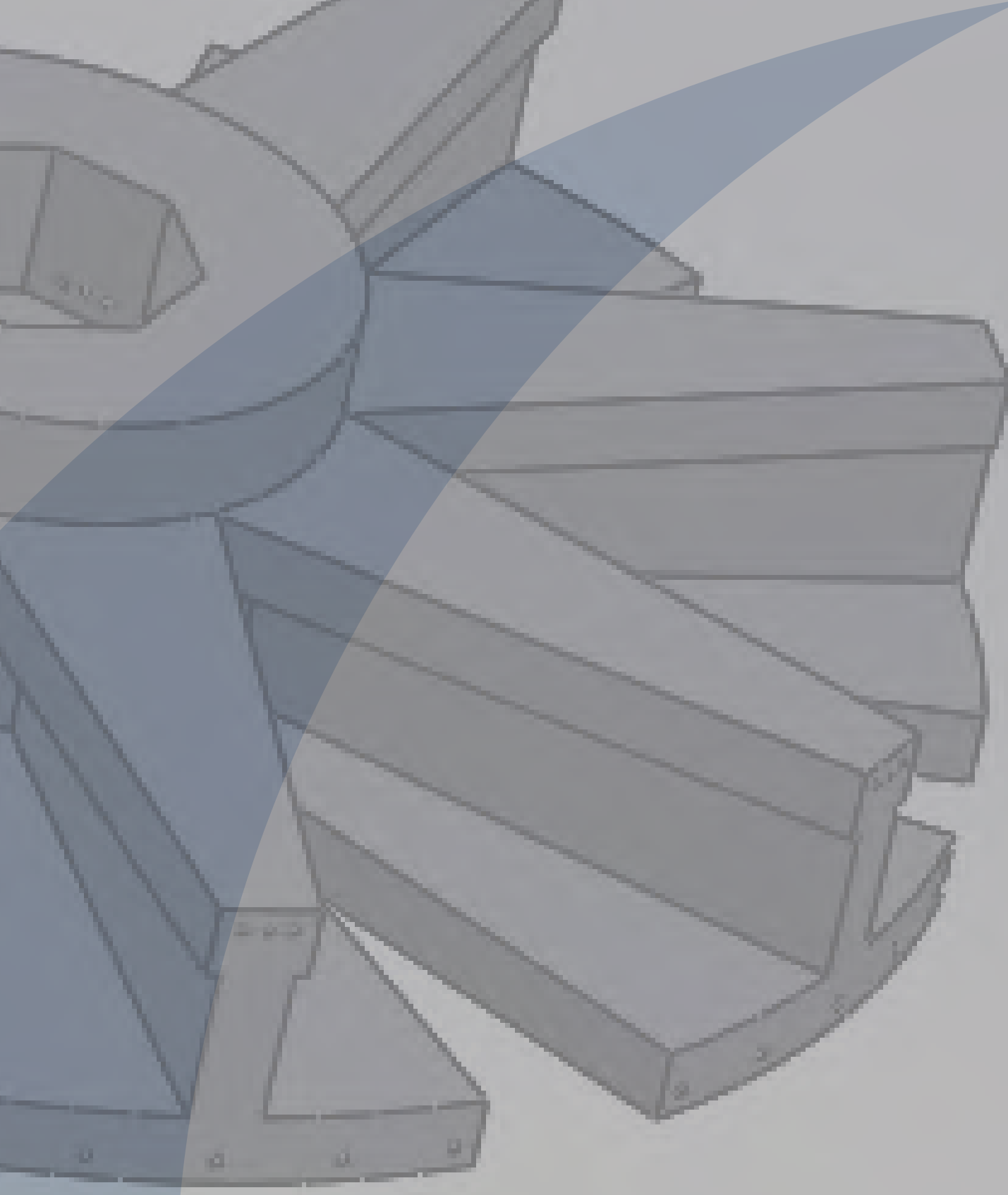
Figura 1. Fotografía general del edificio acabado.



Figura 2. Sistema TABS.



**ACHE** ACTAS DE  
CONGRESO ACHE 2022



# Innovación

## Calibración de herramientas heurísticas para la optimización del proceso de tesado de puentes atirantados

- **Carlos Gisbert Domenech**  
Universidad Politécnica de Valencia. Prof. Asociado.  
[cargisdo@mes.upv.es](mailto:cargisdo@mes.upv.es)
- **José A. Lozano-Galant**  
Universidad de Castilla-La Mancha. Prof. Contratado Doctor.  
[joseantonio.lozano@uclm.es](mailto:joseantonio.lozano@uclm.es)
- **Ignacio Payá-Zaforteza**  
Universidad Politécnica de Valencia ICITECH. Catedrático de Universidad.  
[igpaza@upvnet.upv.es](mailto:igpaza@upvnet.upv.es)
- **José Turmo Coderque**  
Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona TECH. Prof. Titular.  
[jose.turmo@upc.edu](mailto:jose.turmo@upc.edu)

### PALABRAS CLAVE:

Algoritmos heurísticos, optimización, matrices ortogonales, calibración.

### RESUMEN

El diseño y la materialización del proceso constructivo es uno de los aspectos más complicados en proyecto de los puentes atirantados. En la mayoría de las estructuras este proceso se define en base únicamente a la experiencia del proyectista sin optimizar el comportamiento estructural de ningún elemento del puente. En este artículo se propone la optimización del proceso de tesado de puentes atirantados mediante la utilización de algoritmos heurísticos. Uno de los principales inconvenientes de este tipo de herramientas es el hecho de que la solución depende, en mayor o menor medida, de los parámetros del algoritmo. Para determinar estos parámetros, tradicionalmente se realizan numerosas combinaciones aleatorias de estos parámetros. Sin embargo, y pese a su elevado coste computacional, este procedimiento no permite garantizar que se haya encontrado la combinación óptima de estos parámetros. Para solucionar este problema, el presente artículo propone la aplicación de las técnicas de diseño de experimentos para calibrar los parámetros de las herramientas de optimización heurística con un reducido coste computacional. La metodología propuesta se valida mediante la optimización del proceso de tesado de un puente atirantado.

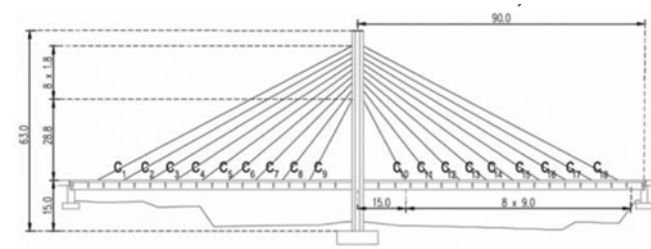


Figura 1. Geometría del puente (cotas en m).

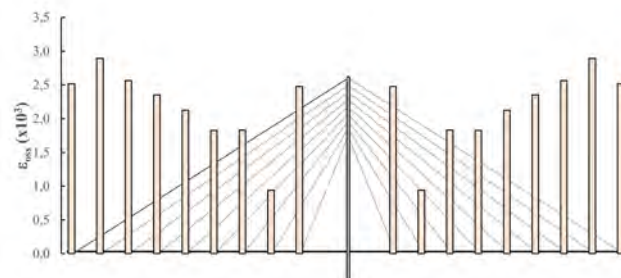


Figura 2. Deformaciones en los tirantes en el OSS.

## Caracterización experimental de anclajes post instalados de gran capacidad en situaciones sísmicas

- **Emilio José Rey Bouzón**  
Arquitecto Técnico/ Ingeniero obras Públicas. Universidade da Coruña. Investigador Predoctoral.  
[emilio.rey.bouzon@udc.es](mailto:emilio.rey.bouzon@udc.es)
- **Manuel F. Herrador Barrios**  
Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor.  
[manuel.herrador@udc.es](mailto:manuel.herrador@udc.es)
- **Gumersinda Seara Paz**  
Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Profesor Ayudante Doctor.  
[gumersinda.spaz@udc.es](mailto:gumersinda.spaz@udc.es)
- **Senén Paz Abuín**  
Dr. Ciencias Físicas. GAIRESA. Director Técnico.  
[senen@gairesa.com](mailto:senen@gairesa.com)
- **Roi Meizoso Loureiro**  
Licenciado en Química. GAIRESA. Departamento I+D+i.  
[roi@gairesa.com](mailto:roi@gairesa.com)
- **Juan Meizoso Rodríguez**  
Maquinista Naval Jefe. TEIMPERSA. Director Técnico.  
[juanmeizoso@teimper.com](mailto:juanmeizoso@teimper.com)

### PALABRAS CLAVE:

Anclaje, resina, hormigón, sismo, tracción, cortante.

### RESUMEN

A medida que mejoran la tecnología y disponibilidad de las resinas, el campo de aplicación del anclaje post instalado se va extendiendo a situaciones de mayor demanda mecánica. En el caso planteado en este estudio, se analiza la adecuación de anclajes post instalados de gran capacidad en un muro pantalla y una losa de hormigón armado de gran tamaño situados en zona sísmica.

El anclaje tipo objeto de estudio se conforma con barras de acero equivalente al B500S de 32 mm de diámetro instalado con resina en un taladro de 40 mm de diámetro y 800 mm de profundidad. El procedimiento de validación más común para estos casos es el recogido en la norma ACI 355.4-11 (*Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete*). En esta norma se prescribe un diseño de probeta de la norma dirigido a anclajes de pequeño tamaño que, extrapolado al caso de estudio, haría inviable el ensayo. En este trabajo se propone un nuevo diseño de probeta compatible con los condicionantes mecánicos conceptuales de la ACI 355.4.

Sobre el nuevo diseño se aplican procedimientos de ensayo análogos a los marcados por la norma para obtener las características mecánicas de la unión hormigón-resina-barra en caso de sismo: (1) tracción hasta rotura tras cargas cíclicas, con apertura de fisura de forma controlada de 0.5 mm durante todo el ensayo; (2) carga transversal hasta rotura tras cargas cíclicas, con apertura de fisura de forma controlada 0.5 mm durante todo el ensayo.

Como resultado de las baterías de ensayos se obtienen los valores garantizados (percentil del 95%) para hormigones de resistencia reducida (hipótesis conservadora prescrita por la normativa) y se compara su comportamiento con hormigones de resistencia convencional.

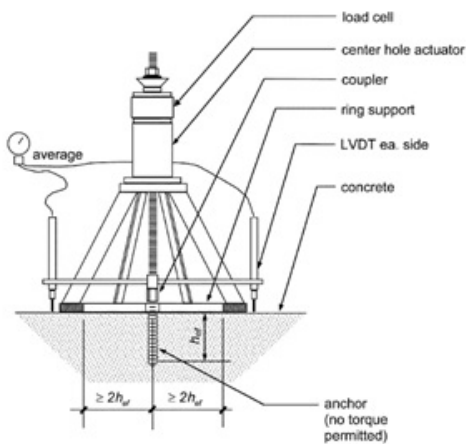


Figura 1. Disposición de ensayo propuesto por la norma ACI 355.4-11.



Figura 2. Probeta con armado sin tapa.

## Determinación de la cantidad óptima de aditivo superplastificante para un hormigón autocompactante. Método de la hormigonera

- **Isidro A. Carrascal Vaquero**  
Dr. Ingeniero Industrial. LADICIM Universidad de Cantabria. Profesor.  
[carrasci@unican.es](mailto:carrasci@unican.es)
- **Juan A. Polanco Madrazo**  
Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puerto. Catedrático.  
[polancoa@unican.es](mailto:polancoa@unican.es)

- **Israel Sosa**  
Doctor Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. LADICIM Universidad de Cantabria. Investigador.  
[sosai@unican.es](mailto:sosai@unican.es)
- **Soraya Diego**  
Doctor Ingeniero Industrial. LADICIM Universidad de Cantabria. Investigador.  
[diegos@unican.es](mailto:diegos@unican.es)
- **Jose Adolfo Sainz-Aja Guerra**  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. LADICIM Universidad de Cantabria. Investigador.  
[sainzajaj@unican.es](mailto:sainzajaj@unican.es)
- **Carlos Thomas**  
Dr. en Ciencias Físicas. LADICIM Universidad de Cantabria. Profesor.  
[thomasc@unican.es](mailto:thomasc@unican.es)
- **Jose Casado**  
Dr. en Ciencias Físicas. LADICIM Universidad de Cantabria. Profesor.  
[casadoja@unican.es](mailto:casadoja@unican.es)

### PALABRAS CLAVE:

Hormigón, autocompactante, aditivo, superplastificante, hormigonera, cala en L, embudo en V, escurrimiento, cono de Marsh.

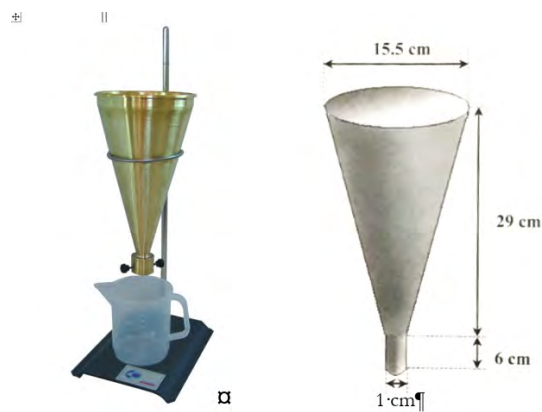


Figura 1. Cono de Marsh.



Figura 2. Toma de tiempos en el ensayo de cono de Marsh.

### RESUMEN

El uso del hormigón autocompactante ha crecido de manera exponencial en los últimos años. Esto es debido, principalmente, a que este tipo de hormigón supone una reducción tanto en los costes como en los plazos de ejecución y, además, proporciona una mayor calidad en su puesta en obra. Como contrapartida a este tipo de hormigón, al poder sufrir grandes variaciones en su comportamiento en estado fresco con pequeñas modificaciones en la dosificación, se precisa de un amplio número de ensayos para controlar su trabajabilidad. Con la intención de

encontrar un método que permita, en tiempo real, controlar el comportamiento en estado fresco del hormigón autocompactante, se analizó la evolución del consumo eléctrico de la hormigonera al ir añadiendo pequeñas cantidades de aditivo superplastificante al hormigón. Los resultados de la evolución del consumo eléctrico de la hormigonera se compararon tanto con los resultados de caracterización en estado fresco típicos de los hormigones autocompactantes como con los resultados del punto de saturación del aditivo. Para poder comparar los ensayos en estado fresco con la evolución del consumo de la hormigonera, se realizaron amasadas con dosificaciones idénticas a la de referencia, pero con cantidades de aditivo fijas, y sobre estas amasadas se realizaron dichos ensayos en estado fresco. El punto de saturación del aditivo superplastificante se determinó mediante el ensayo del cono de Marsh. En este estudio se obtuvo una buena correlación entre los resultados obtenidos a través de las tres metodologías, por lo que se cree posible extrapolar esta metodología y poder correlacionar el consumo eléctrico de una hormigonera con la consistencia del hormigón autocompactante que este siendo amasado.

## Diseño y producción de recursos didácticos multimedia para facilitar el aprendizaje de teoría de estructuras en ingeniería y arquitectura

- **Pedro Museros Romero**  
Dr. Ingeniero Industrial. Universitat Politècnica de València. Profesor Titular.  
[pmuseros@mes.upv.es](mailto:pmuseros@mes.upv.es)
- **José V. Benlloch Dualde**  
Doctor por la UPV. Universitat Politècnica de València. Profesor Titular.  
[jbenlloch@disca.upv.es](mailto:jbenlloch@disca.upv.es)
- **Andrés Lapuebla Ferri**  
Dr. Ingeniero Industrial. Universitat Politècnica de València. Profesor Contratado Doctor.  
[anlafer0@mes.upv.es](mailto:anlafer0@mes.upv.es)
- **Juan G. Bessini Muñoz**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos (MSc.). Grupo TYPSA (Técnica y Proyectos S.A.). Ingeniero de Estructuras.  
[jbessini@typsa.es](mailto:jbessini@typsa.es)
- **Ana Espinós Capilla**  
Dra. Ingeniera Industrial. Universitat Politècnica de València. Profesora Titular.  
[aespinos@mes.upv.es](mailto:aespinos@mes.upv.es)
- **Ricardo Perelló Roso**  
Dr. Arquitecto. Universitat Politècnica de València. Profesor Titular.  
[rperello@mes.upv.es](mailto:rperello@mes.upv.es)
- **Jésica Moreno Puchalt**  
Dra. Arquitecta. Universitat Politècnica de València. Profesora Asociada.  
[jemopuc@mes.upv.es](mailto:jemopuc@mes.upv.es)
- **Ana I. Almerich Chulia**  
Dra. Ingeniera Industrial. Universitat Politècnica de València. Profesora Contratada Doctora.  
[analchu@mes.upv.es](mailto:analchu@mes.upv.es)
- **Luis de Mazarredo Aznar**  
Dr. Arquitecto. Universitat Politècnica de València. Profesor Asociado.  
[lmazarredo@mes.upv.es](mailto:lmazarredo@mes.upv.es)
- **Verónica Llopis Pulido**  
Dra. Arquitecta. Universitat Politècnica de València. Profesora Asociada.  
[vllopis@mes.upv.es](mailto:vllopis@mes.upv.es)

- **Inmaculada Tort Ausina**  
Arquitecta. Universitat Politècnica de València. Profesora Titular.  
[intort@mes.upv.es](mailto:intort@mes.upv.es)
- **Gregorio Castillo Júdez**  
Arquitecto. Universitat Politècnica de València. Profesor Titular.  
[gcastill@mes.upv.es](mailto:gcastill@mes.upv.es)
- **Isabel Gasch Molina**  
Dra. Ingeniera Industrial. Universitat Politècnica de València. Profesora Contratada Doctora.  
[igasch@mes.upv.es](mailto:igasch@mes.upv.es)
- **Federico Bonet Zapater**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València. Profesor.  
[fbonet@mes.upv.es](mailto:fbonet@mes.upv.es)

### PALABRAS CLAVE:

Recursos multimedia, vídeo educativo, vídeo docente, tutorial, módulo de aprendizaje, cálculo de reacciones, diagrama de esfuerzos, responsabilidad ética, rendimiento académico, percepción de asignatura.

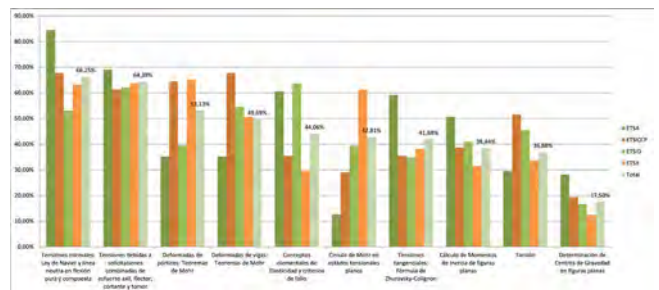


Figura 1. Porcentajes de respuestas sobre TF por Escuelas.

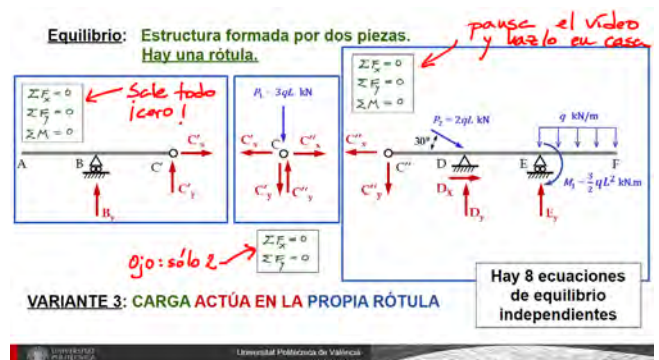


Figura 2. Captura de pantalla de screencast sobre cálculo de reacciones.

### RESUMEN

Tradicionalmente las asignaturas relacionadas con la teoría de estructuras son consideradas entre las más difíciles por los estudiantes de Ingeniería y Arquitectura, quienes con frecuencia tienden a “dejarlas para el final” y a decantarse antes por otras menos complejas. La necesidad de manejar geometría y matemáticas a buen nivel, como conocimientos previos, es uno de los factores que influyen en esta conducta. Por otra parte, las nuevas generaciones muestran una clara preferencia por los formatos multimedia para obtener y asimilar información. Por todo ello, desde el *Dto. de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras* de la *Universitat Politècnica de València* (UPV), se inició en septiembre de 2018 un Proyecto de Innovación y Mejora Educativa (PIME) con el objetivo de crear nuevos recursos educativos multimedia, tanto en formato de

vídeo tipo *screencast* como de módulo de aprendizaje, con los que se mejore la percepción de los alumnos, su rendimiento académico y su nivel de responsabilidad ética en las asignaturas de Estructuras. Este PIME se ha desarrollado en tres fases: (i) una primera, basada en pase de encuestas, para conocer la percepción de los alumnos respecto a las asignaturas de Estructuras, así como los temas de estas que les resultan más difíciles; también en esta primera fase se han tomado referencias de su actual rendimiento académico (calificaciones en ciertos ítems de exámenes); (ii) una segunda fase de desarrollo de *screencasts* y *módulos de aprendizaje* ordenados por temas, para mejorar con ellos la percepción y el rendimiento; (iii) una tercera fase de ulterior recopilación de evidencias y análisis de la consecución de objetivos. En todo el proceso se ha enfatizado a los estudiantes la necesidad de que trabajen siempre con responsabilidad y se acostumbren a verificar sistemáticamente sus cálculos (de acuerdo con la competencia transversal CT07 de la UPV).

## Estudio experimental de cimentación prefabricada para torres eólicas desmontables para climas árticos

- **Miguel López López**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Investigador.  
[miguel.lopez1@udc.es](mailto:miguel.lopez1@udc.es)
- **Juan Luis Pérez Ordóñez**  
Doctor Ingeniero Informático. Universidade da Coruña. Profesor contratado doctor.  
[juan.luis.perez@udc.es](mailto:juan.luis.perez@udc.es)
- **Fernando Varela Puga**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Investigador.  
[fvarela.puga@udc.es](mailto:fvarela.puga@udc.es)
- **Arturo Antón Casado**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TEMHA, S.L./Universidade da Coruña. Ingeniero/Profesor asociado.  
[anton@temha.com](mailto:anton@temha.com)
- **Manuel F. Herrador Barrios**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Profesor contratado doctor.  
[manuel.herrador@udc.es](mailto:manuel.herrador@udc.es)
- **J. Antonio González Meijide**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TEMHA, S.L./Universidade da Coruña. Ingeniero/Profesor asociado.  
[meijide@temha.com](mailto:meijide@temha.com)

### PALABRAS CLAVE:

Cimentación, clima ártico, energía eólica, torre eólica, pretensado, adhesivo de metacrilato, ecológico, desmontable, llaves de cortante, fatiga.

### RESUMEN

Debido al constante crecimiento de la producción energética en base a la eólica, con el objetivo de reducir la huella ecológica que tienen estos parques en nuestro entorno y abaratar costes mediante el prefabricado, se plantea la implantación de torres eólicas desmontables para climas árticos.

En este trabajo se desarrolla la campaña experimental seguida para validar el comportamiento de una cimentación pre-

fabricada, asegurando el contacto íntimo entre sus elementos clave, así como el comportamiento de su conexión frente a estado límite último de rotura y a fatiga.

La primera fase de la campaña experimental se centra en la selección del material de interfase entre las piezas prefabricadas. Para ello se han fabricado probetas con llaves de cortante a escala 1:2 en las que se han probado diferentes materiales (corcho, lámina asfáltica, resinas epoxi y adhesivos de metacrilato) para determinar su adaptabilidad a las formas, comportamiento a baja temperatura, la evacuación previa al pretensado y, finalmente, la contribución a la resistencia última.

En una segunda fase, una vez determinado el material de contacto, se realiza un ensayo a fatiga, a escala 1:1, sobre un espécimen representativo de la unión de dos partes de cimentación, unidas mediante barras roscadas pretensadas y alcanzando una compresión media de 5 MPa. El ensayo a fatiga consiste en la aplicación de una carga periódica paralela al plano de contacto, induciendo cizallamiento en la unión, correspondiente al rango de servicio para 2 millones de ciclos.

Por último, se realiza un ensayo de un modelo escalado del conjunto para analizar el comportamiento de la cimentación ante estado límite último. Este ensayo consiste en la aplicación de una carga paralela a la interfase a una distancia suficiente para producir en la misma una sollicitación equivalente al momento de diseño.

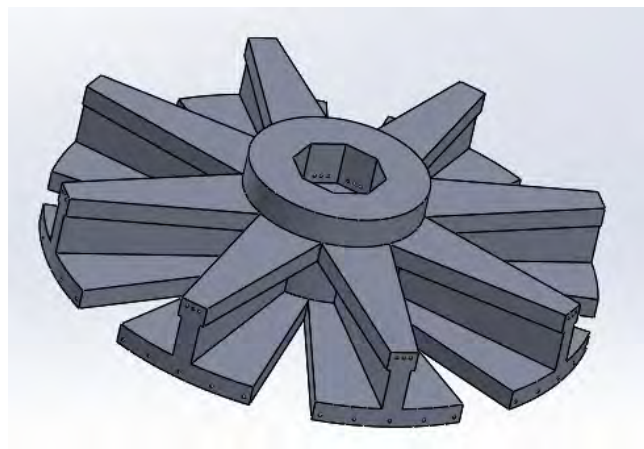


Figura 1. Modelo 3D de la cimentación.



Figura 2. Fabricación de llaves de cortante conjugadas.

## Forjado reticular activado térmicamente con materiales de cambio de fase

- **Ester Bermejo Núñez**  
Dr. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Instituto de Ciencias de la Construcción. Eduardo Torroja.  
[ester.bermejo@ietcc.csic.es](mailto:ester.bermejo@ietcc.csic.es)
- **José Antonio Tenorio Ríos**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Instituto de Ciencias de la Construcción. Eduardo Torroja  
Científico Titular.  
[tenorio@ietcc.csic.es](mailto:tenorio@ietcc.csic.es)
- **César Bartolomé Muñoz**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones. Director del Área de Innovación.  
[cbartolome@ieca.es](mailto:cbartolome@ieca.es)
- **Alberto Alarcón García**  
Arquitecto. Sustainable Building SL. Director I+D.  
[alberto.alarcon@holedeck.com](mailto:alberto.alarcon@holedeck.com)

### PALABRAS CLAVE:

Forjado, reticular, inercia, térmica, PCMs, Holedeck, eficiencia, energética, innovador.

### RESUMEN

Tras la Conferencia de Naciones Unidas sobre el cambio climático en el año 2015, la Unión Europea (UE) se comprometió para el año 2030 en reducir en un 40% las emisiones de gases de efecto invernadero, la utilización de las energías renovables en al menos un 27% y en mejorar la eficiencia energética. La UE asume que estos objetivos son inalcanzables a no ser que se actúe sobre el sector de la edificación. Debido a ello se ha desarrollado un marco regulatorio para exigir que los edificios de nueva construcción reduzcan su demanda energética de climatización y cubran el consumo necesario con energías renovables. Una vez adoptadas las medidas para la reducción adicional de la demanda energética de climatización del edificio que exige la regulación, únicamente es posible mediante diseños innovadores, como la activación de la inercia térmica de los materiales y su aprovechamiento para almacenar energía. En este contexto, el proyecto HOLEDECK ACTIVE propone una solución innovadora a partir del forjado HOLEDECK. El reto es activar térmicamente un forjado reticular aligerado con materiales de cambio de fase (PCMs) y un sistema de activación dual (aire y agua). El objetivo es incorporar el beneficio energético de la inercia térmica a la solución existente y aumentar así el potencial del producto.

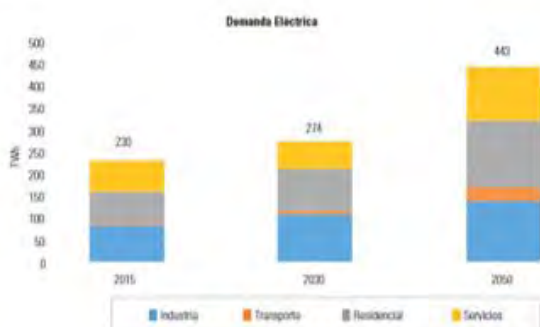


Figura 1. Proceso de descarbonización en España [1].



Figura 2. Configuración de forjado activado térmicamente [3].

## Influencia de la frecuencia en la vida a fatiga del hormigón reciclado autocompactante

- **Jose Adolfo Sainz-Aja Guerra**  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. LADICIM Universidad de Cantabria. Investigador.  
[sainzajaj@unican.es](mailto:sainzajaj@unican.es)
- **Isidro A. Carrascal Vaquero**  
Dr. Ingeniero Industrial. LADICIM Universidad de Cantabria. Profesor.  
[carrasci@unican.es](mailto:carrasci@unican.es)
- **Juan A. Polanco Madrazo**  
Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Catedrático.  
[polancoa@unican.es](mailto:polancoa@unican.es)
- **Carlos Thomas**  
Dr. en Ciencias Físicas. LADICIM Universidad de Cantabria. Profesor.  
[thomasc@unican.es](mailto:thomasc@unican.es)
- **Jose A. Casado**  
Dr. en Ciencias Físicas. LADICIM Universidad de Cantabria. Profesor.  
[casadoja@unican.es](mailto:casadoja@unican.es)
- **Soraya Diego**  
Dr. Ingeniero Industrial. LADICIM Universidad de Cantabria. Investigador.  
[diegos@unican.es](mailto:diegos@unican.es)

### PALABRAS CLAVE:

Hormigón reciclado, alta frecuencia, fatiga, temperatura, staircase, Locati, autocompactante.

### RESUMEN

Generalmente, cuando se dimensionan las estructuras de hormigón no se tiene en cuenta la fatiga. Sin embargo, existen una serie de elementos típicamente de hormigón, que están sometidos a cargas variables que los hacen susceptibles de sufrir daño por fatiga, como son, por ejemplo, los elementos de la superestructura ferroviaria o puentes tanto de ferrocarril como de tráfico rodado. En esta investigación se realizaron ensayos de fatiga en compresión sobre 3 tipos de hormigón reciclado distintos. Dichos ensayos se realizaron, tanto en alta frecuencia ( $90 \pm 3$  Hz) como en baja frecuencia (10Hz). Se han utilizado la metodología Staircase y ensayos acelerados de Locati. Tras una amplia batería de ensayos, se detectó una reducción del límite a fatiga en aquellos hormigones con árido reciclado procedente de hormigón frente a aquellos que se habían fabricado con áridos reciclados procedentes de la trituración de roca natural, concretamente



te balasto fuera de uso. Respecto a las distintas metodologías de ensayo, se encontró una buena correlación entre el método Staircase y el método Locati tanto a 500 000 ciclos como a 200 000 ciclos. Por su parte, la comparativa entre los ensayos a alta y baja frecuencia reveló una clara reducción en la vida en fatiga en aquellos hormigones ensayados a alta frecuencia. En principio, se podría esperar un aumento en la vida en fatiga al realizar el ensayo a alta frecuencia, dado que, la probeta se encuentra menos tiempo sometida a cargas y por lo tanto el daño debido a la fluencia debiera ser menor. Sin embargo, se detectó que las probetas ensayadas a alta frecuencia sufren incrementos de temperatura significativos, lo que acelera el daño debido a la fluencia y, por lo tanto, una reducción significativa en su vida en fatiga.

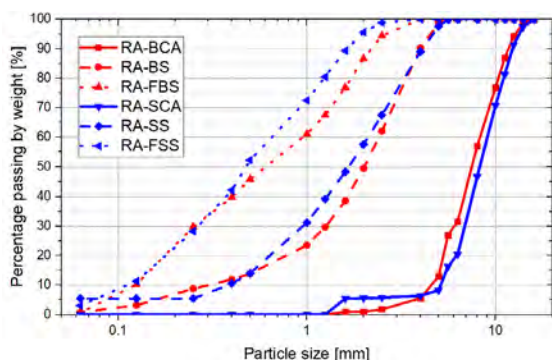


Figura 1. Curvas granulométricas de los áridos.

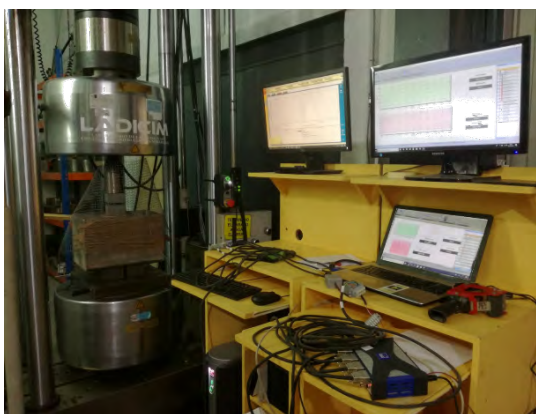


Figura 2. Ensayo a baja frecuencia.

## Modeling the Expected Lethality of Building Structures

- **Ramón Hingorani**  
PhD, Civil Engineering. Eduardo Torroja Institute for Construction Science (IETcc-CSIC).  
[hingorani@ietcc.csic.es](mailto:hingorani@ietcc.csic.es)
- **Peter Tanner**  
PhD, Civil Engineering. Eduardo Torroja Institute for Construction Science (IETcc-CSIC).  
[tannerp@ietcc.csic.es](mailto:tannerp@ietcc.csic.es)
- **Carlos Lara Sarache**  
Civil Engineer. Eduardo Torroja Institute for Construction Science (IETcc-CSIC).  
[carloslara@ietcc.csic.es](mailto:carloslara@ietcc.csic.es)
- **Miguel Prieto Rábade**  
PhD, Civil Engineering. Research Institutes of Sweden (RISE)  
[miguel.prieto@ri.se](mailto:miguel.prieto@ri.se)

## KEY WORDS:

Building structures, collapse, risk assessment, structural reliability, consequence analysis, loss estimation, casualties.

## ABSTRACT

Most building design codes consider a structural failure consequence-dependant reliability differentiation. For this purpose, consequence classes are distinguished normally based on building type and use. While this approach is simple to apply in daily practice, one of its principle drawbacks is that it might entail the adoption of inconsistent safety requirements. An improvement of this situation would be to foster the choice of member target reliability levels also on an individual basis, particularly for key elements, based on the potential consequences associated with the member collapse.

On this background, the paper proposes a set of consequence classes depending on the number of persons at risk in a specific member collapse scenario, characterised by certain damage extensions. Associated with these consequence classes, models for the prediction of loss of life are derived, based on a statistical evaluation of data compiled from more than 150 building collapses. The deduced models allow for the estimation of the number of fatalities and conditional probabilities of death of building users, given a specific collapse scenario. In addition to their utility for the establishment of target reliability levels, these models can be employed in the framework of explicit risk analysis of building structures, especially when the potential failure consequences are high.

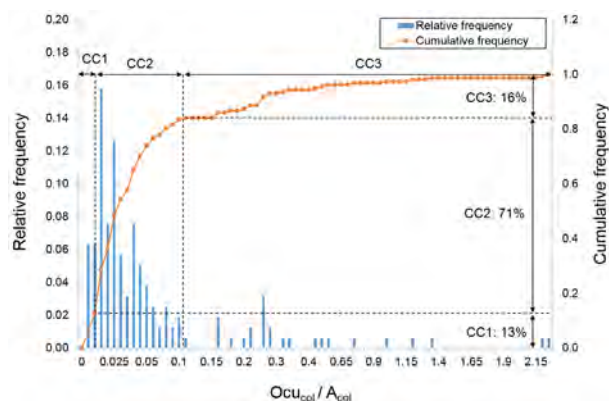


Figura 1. Relative and cumulative frequencies of the occupancy ratio  $Ocu_{col}/A_{col}$ .



Figura 2. Collapsed frame-type roof structure with life-saving spaces inside the building [25].

# Efecto del refuerzo de las fibras de acero en la evolución de la fatiga a flexión en hormigones estructurales

- **Laura González Suárez**  
Ingeniera civil. Universidad de Cantabria (LADICIM) / INGECID.  
Investigadora  
[gsuarezl@unican.es](mailto:gsuarezl@unican.es)
- **José A. Sainz-Aja**  
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria (LADICIM). Personal investigador  
[jose.sainz-aja@unican.es](mailto:jose.sainz-aja@unican.es)
- **Carlos Thomas García**  
Dr. Ciencias físicas. Universidad de Cantabria (LADICIM). Dtor. de calidad adjunto  
[thomasc@unican.es](mailto:thomasc@unican.es)
- **Jokin Rico Arenal**  
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. INGEDID. Dtor. de desarrollo e innovación  
[jokinrico@ingecid.es](mailto:jokinrico@ingecid.es)

## PALABRAS CLAVE:

FRC, fatiga por flexión, curva S-N.

## RESUMEN

Aunque hoy en día el hormigón reforzado con fibra es relativamente común, todavía es necesario profundizar en el estudio de su comportamiento, especialmente en lo que se refiere a su comportamiento a fatiga. En este trabajo muestra cómo la presencia de fibras alarga la vida a fatiga del hormigón tras la fisuración. Este efecto es de gran importancia ya que, durante la vida útil adicional con el hormigón fisurado, los daños del hormigón serán evidentes y se podrán llevar a cabo las correspondientes medidas de mantenimiento. En cuanto al análisis de los resultados, además de obtener una curva S-N tradicional, se han aplicado dos nuevos criterios, a saber, la energía y el crecimiento de la fisura. A partir de estos dos nuevos enfoques, se han podido determinar valores de energía crítica que pueden utilizarse como indicadores predic-

tivos del colapso del elemento. Además, a partir del análisis del crecimiento de la fisura, fue posible determinar la tasa de crecimiento de la grieta en función de las condiciones de tensión del hormigón y de la geometría específica.



Figura 1. Ensayo de tracción por flexión.

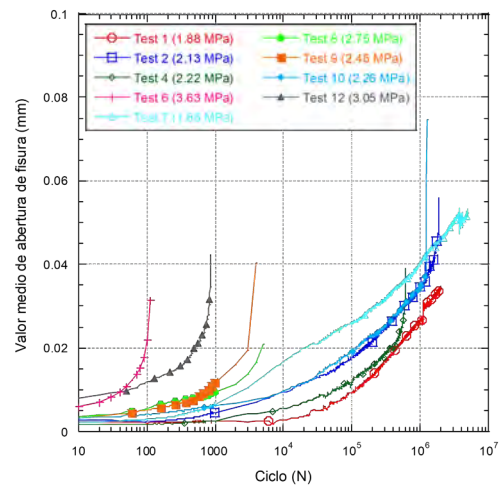


Figura 2. Evolución de la apertura media de fisura.



# Puentes

---

## A New Arch Bridge in Georgia, a High-Seismicity Area

- **Guillermo Capellán Miguel**  
Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Director Técnico.  
[gcapellan@arenasing.com](mailto:gcapellan@arenasing.com)
- **Emilio Merino Rasillo**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Director de Oficina, Madrid.  
[emerino@arenasing.com](mailto:emerino@arenasing.com)
- **Ysabel Guil Celada**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados. Project Manager.  
[yguil@arenasing.com](mailto:yguil@arenasing.com)
- **Pascual García Arias**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. IDOM Consulting, Engineering, Architecture. Gerente, Área de Infraestructuras.  
[pga@idom.com](mailto:pga@idom.com)
- **Miguel Ángel Frías Villafruela**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. IDOM Consulting, Engineering, Architecture. Project Manager.  
[mfriasvi@idom.com](mailto:mfriasvi@idom.com)
- **Manuel Casado Lechuga**  
Ing. Caminos, Canales y Puertos. IDOM Consulting, Engineering, Architecture. Director de Proyectos.  
[mcl@idom.com](mailto:mcl@idom.com)

### KEY WORDS:

Concrete arch bridge, temporary diagonals, aerodynamic behavior, high seismicity.

### ABSTRACT

IDOM Consulting, Engineering, Architecture is responsible for the detailed design of the structures included in the new road heading from Kvesheti to Kobi, in Georgia.

One of the bridge sites, is located in a deep valley where the difficulty of the access combined with steeply slopes suggested the development of an arch type bridge solution. Due to the extensive experience and successful collaboration between parties, Arenas & Asociados was commissioned to collaborate in this unique task. Different arch-bridge type alternatives and erection procedures have been analyzed, in order to find the most suitable design, taking into account several criteria such as cost, durability, maintenance, constructability and environmental integration.

The arch has been finally designed with a main span of 285 m. The complete length of the viaduct is 426 m, with two symmetrical access viaducts of 70.5 m on both sides of the main span. The arch rises up to 51.5 m, therefore the span/rise ratio is 5.5. The deck is supported on a set of pillars and spandrel columns spaced 19 m, being the span length the same both in the approach viaducts and over the main arch. This span arrangement intends, first to set out enough supports over the arch in order to guarantee its good antifunicular behavior with a curved (not polygonal) geometry and, second, to allow the use of a cantilever construction method with temporary diagonals.

It has been designed in steel for two reasons: during construction, the deck works mainly in tension, transmitting tension force to the abutments, constituting the upper chord of a great-depth truss. The use of steel makes it possible to minimi-

ze weight, which becomes important during cantilever construction and reduces seismic effects in service state.

The arch is formed by two parallel hexagonal sections, linked together by means of diaphragms beneath the spandrel columns. These arches are designed in high-performance concrete, and have pronounced external chamfers, looking for an appropriate aerodynamic behaviour that will reduce its drag coefficient, mandatory parameter in long-span bridges. This configuration also improves the behaviour of the bridge under other transversal actions (both static and seismic) and its response to out-of-plane instability phenomena. These improvements become essential in such a large-span structure.



Figure 1. Render view of the new arch bridge over the Khada valley.

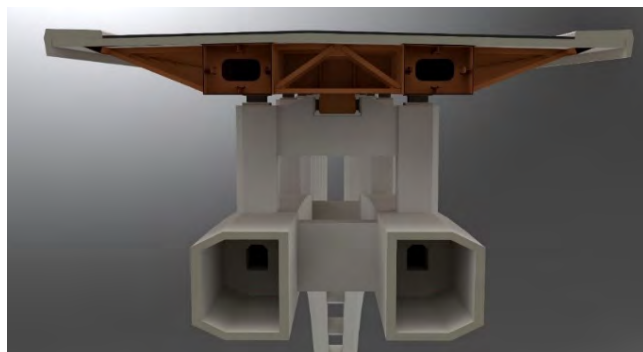


Figure 2. Typical section of the bridge.

---

## Ampliación del puente sobre la Riera de Ribes

- **Manuel Reventós Rovira**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniería Reventós, SL. Administrador.  
[mreventos@ereventos.com](mailto:mreventos@ereventos.com)
- **Jaume Guàrdia Tomàs**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniería Reventós, SL. Jefe Departamento de Estructuras.  
[jguardia@ereventos.com](mailto:jguardia@ereventos.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente, acero, ampliación, costilla, rehabilitación, patrimonio histórico.

### RESUMEN

En su salida oeste de Sant Pere de Ribes, municipio de la provincia de Barcelona, la carretera cruza a sobre la Riera de Ribes

a través de un puente tipo arco de hormigón en masa construido a principios de s. XX.

El puente sobre la Riera de Ribes ha sufrido varias actualizaciones de la plataforma funcional. En la situación final antes de la presente ampliación, el puente contaba con una calzada de 6.7 m y dos aceras de 1 m de ancho cada una, aunque de estas dos solo una es funcional.

El escaso nivel de servicio se agrava debido a que la carretera tiene tráfico de peatones, ya que conecta con el hospital de Sant Camil y la urbanización de Puigmoltó. Además, Diputación de Barcelona y el Ayuntamiento han promovido obras de refuerzo de este eje mediante la construcción de un carril bici segregado para conectar con Vilanova y la Geltrú.

Después de dos estudios de alternativas la solución finalmente desarrollada y ya construida es la de la ampliación del puente en 5 m de plataforma extra para dar continuidad a la acera y carril bici existente. Para materializar tal ampliación nos valemos de 5 costillas de acero apoyadas en las pilas existentes en la base y sujetadas a tracción mediante micropilotes perforados en la propia pila. Se estudiaron múltiples configuraciones distintas hasta llegar al diseño final, con el objetivo de dar al conjunto de un carácter propio pero integrándolas dentro del puente existente.



Figura 1. Vista de la ampliación terminada (foto: Marta González).

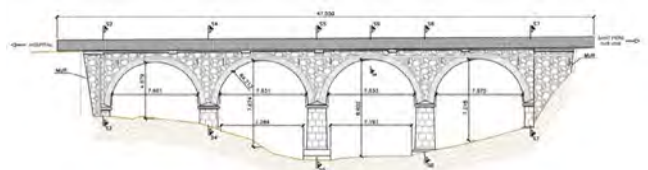


Figura 2. Alzado del puente inicial.

## Ampliación y rehabilitación del puente sobre el Ebro en Gelsa

- Manuel Reventós Rovira  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniería Reventós, SL. Administrador.  
[mreventos@ereventos.com](mailto:mreventos@ereventos.com)
- Jaume Guàrdia Tomàs  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniería Reventós, SL. Jefe Departamento de Estructuras.  
[jguardia@ereventos.com](mailto:jguardia@ereventos.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente, arco, ampliación, viga mixta, rehabilitación, patrimonio.

### RESUMEN

El primer puente de Gelsa se construyó en 1930 con proyecto de 1923 redactado por el ingeniero Joaquín Camón, fue “destruido por necesidades de guerra ...” en 1936 y reconstruido en 1940 ya con su configuración actual.

El Puente de Gelsa cruza sobre el Ebro dando acceso al municipio homónimo desde su orilla sur. Se compone por 5 arcos dobles de hormigón y triarticulados. El tablero es superior también de hormigón armado. La longitud del puente es de 264 m y la luz entre rótulas de pilas es de 48 m.

Después de realizar varias campañas de inspección del estado de la estructura se comprobó que no verificaba la normativa vigente, presentaba varias patologías estructurales y tenía problemas funcionales. Por estos motivos la Subdirección Provincial de Carreteras de Zaragoza impulsa la rehabilitación y ampliación del puente mediante un procedimiento de emergencia.

La solución planteada pasa por demoler los voladizos del tablero pero manteniendo su parte central y los arcos. A lado y lado de estos se colocarán 2 vigas cajón de acero corten, sobre las cuales apoyarán la losa de hormigón. Estas solo se apoyan en las nuevas jácenas, de forma que el nuevo tablero queda independizado del antiguo. La nueva plataforma funcional pasa de 6,00 m a 10,60 m de ancho.

Actualmente en construcción, se ha planteado un proceso constructivo para minimizar el plazo de obra para reducir al mínimo las molestias a los usuarios.



Figura 1. Vista del puente antes de la intervención.



Figura 2. Montaje de viga metálica desde la península.

## Análisis de la respuesta frente a fatiga de las celosías transversales en puentes mixtos de carretera acorde al Eurocódigo EN 1993-1-9

- **Miguel Ortega Cornejo**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Director de Ingeniería.  
[miguel.ortega@ideam.es](mailto:miguel.ortega@ideam.es)
- **M<sup>o</sup> João Dos Santos Freitas**  
Máster en Ingeniería Civil. IDEAM S.A. Ingeniero Projectista.  
[mariajoao.freitas@ideam.es](mailto:mariajoao.freitas@ideam.es)
- **Humberto Agrela**  
Máster en Ingeniería Civil  
[humb.paul@gmail.com](mailto:humb.paul@gmail.com)

**PALABRAS CLAVE:**

Fatiga, celosía, puente mixto, soldadura.

**RESUMEN**

Tradicionalmente se han asociado los problemas de fatiga a los puentes metálicos o mixtos de ferrocarril, debido al importante número de ciclos a los que se ven sometidos durante su vida útil con el paso constante de los ejes de los trenes con cargas importantes.

Recientes experiencias han demostrado en España y países de nuestro entorno que, si no se presta atención a la concepción, el proyecto, la ejecución y el control de la ejecución de los detalles en los tableros metálicos o mixtos en puentes de carretera, la fatiga puede llegar a convertirse en un problema para la durabilidad de las estructuras.

IDEAM ha participado junto con el Ministerio de Fomento en la redacción de una “Guía para el proyecto frente a fatiga de puentes metálicos y mixtos” aplicada a puentes de carretera, en la que se analizan los principales detalles de fatiga que se dan en las soluciones más convencionales en puentes con sección cajón mixta o bijnácena mixta, y se han realizado una serie de cálculos paramétricos que han permitido identificar aquellos puntos que son más susceptibles de condicionar frente a fatiga en las chapas principales de los puentes: almas, platabandas y chapas de fondo.

Ampliando el alcance de esa guía, en este artículo se resumirán los resultados de los cálculos adicionales realizados en varios tipos de celosías transversales, analizando los detalles específicos de fatiga más condicionantes y se propondrán en cada caso las precauciones a adoptar en la concepción, ejecución y el control de ejecución de dichos detalles.

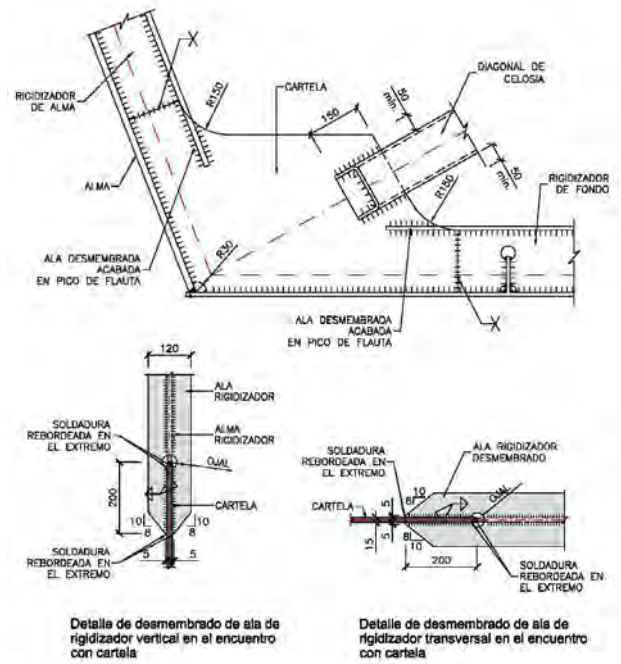


Figura 2. Ejemplo de nudo de una celosía transversal con detalles adecuados a fatiga.

## Análisis del formato de seguridad aplicable a los cables de los puentes atirantados

- **Luis Carrillo Alonso**  
Dr Ingeniero de Caminos C. y P. Universidad Politécnica de Madrid. Profesor asociado.  
[luis.alonso@upm.es](mailto:luis.alonso@upm.es)
- **Miguel Ángel Astiz Suárez**  
Dr. Ingeniero de Caminos C. y P. Universidad Politécnica de Madrid. Catedrático.  
[mastiz@upm.es](mailto:mastiz@upm.es)

**PALABRAS CLAVE:**

Puente atirantado, atirantamiento, errores aleatorios, axil pasivo, axil activo.

**RESUMEN**

Como continuación del estudio realizado sobre la influencia de los errores de ejecución aleatorios que se pueden producir durante la colocación de los cables de los puentes atirantados, se procede a evaluar los formatos de seguridad en relación a las acciones introducidas el pretensado de los tirantes.

La distinción establecida en la normativa para las dos componentes de la fuerza existente en un tirante, activa debida al pretensado aplicado sobre cada uno de ellos, y pasiva debida a la carga absorbida por cada tirante al pertenecer a un conjunto resistente, se marca en base a la posible aplicación de distintos formatos de seguridad a cada uno de ellas.

De esta forma se ha procedido en primer lugar a realizar un estudio teórico que permite evaluar la importancia relativa de cada una de estas componentes para diferentes configuraciones estructurales y geométricas de un puente atirantado.

A continuación, y en base al anterior estudio teórico reali-



Figura 1. Detalle de encuentros de rigidizadores y diagonal de una celosía en una cartela con detalles mejorados frente a fatiga.

zado se procede a desarrollar un análisis del tratamiento dado por los distintos planteamientos considerados en la normativa internacional, resaltándose la importancia en este sentido del método de colocación de los cables: bien en fuerzas mediante el control de las presiones manométricas en los gatos de tesa-do, bien en deformaciones en base a la denominada longitud neutra de un tirante.

Finalmente se propone un formato normativo acorde a las conclusiones obtenidas en este estudio para el caso concreto de puentes atirantados con tablero de hormigón de luces medias, dado que en ellos la componente pasiva del axil de los tirantes puede ser pequeña y la consideración de la acción global de la acción del tirante de la misma forma que para las cargas per-manentes puede quedar del lado de la inseguridad en ciertas situaciones.

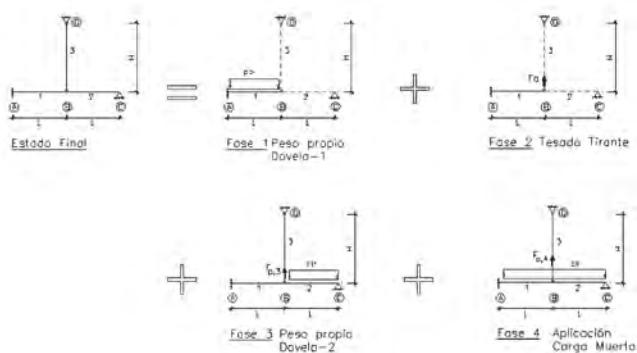


Figura 1. Esquema estructural del modelo simplificado.

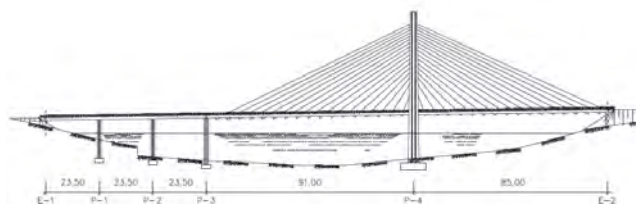


Figura 2. Estructura tipo Modelo 90 estudiada en [1].

## Anteproyecto y proyecto constructivo del nuevo puente de Guaíba en Portoalegre. Brasil

- **Celso Iglesias Pérez**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[ciglesias@cfcsl.com](mailto:ciglesias@cfcsl.com)
- **Sara Fernández Alonso**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[sfernandez@cfcsl.com](mailto:sfernandez@cfcsl.com)
- **José Manuel Domínguez**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[jmdominguez@cfcsl.com](mailto:jmdominguez@cfcsl.com)
- **Fernando Stucchi**  
Ingeniero de Caminos. EGT Engenharia.  
[egt@egtengenharia.com.br](mailto:egt@egtengenharia.com.br)
- **Fernando Blancas**  
Ingeniero de Caminos. EGT Engenharia.  
[egt@egtengenharia.com.br](mailto:egt@egtengenharia.com.br)

- **Eduardo Nagao**  
Ingeniero de Caminos. ENGEVIX.  
[e.nagao@engevix.com](mailto:e.nagao@engevix.com)
- **Michel Rossi**  
Ingeniero de Caminos. QUEIROZ GALVAO.

### PALABRAS CLAVE:

Pretensado extradadosado en aleta dorsal, vigas prefabricadas, pilas prefabricadas.



Figura 1. Infografía del tramo en aleta dorsal de la solución de referencia.

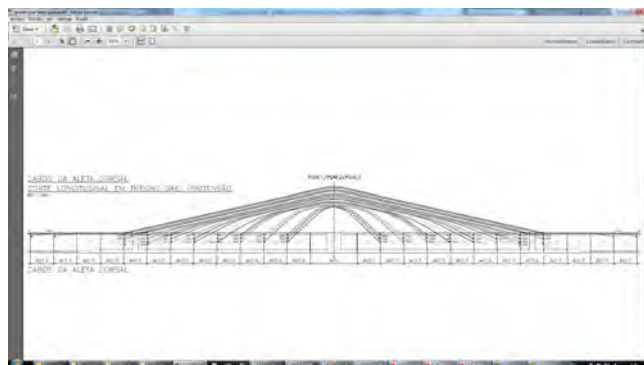


Figura 2. Detalle del pretensado de la aleta.

### RESUMEN

El nuevo puente sobre el río Guaíba conecta la región metropolitana de Porto Alegre con las regiones sur y oeste del estado de Rio Grande del Sur, ruta de conexión Brasil-Mercosur.

Las bases de diseño establecían dos estrictas limitaciones principales: necesidad de un amplio canal de navegación (cota intradós +45 m, apertura canal 143 m) y presencia del cono de aproximación al aeropuerto (cota máxima no superable +59 m).

CFC colaboró con ENGEVIX, adjudicataria del anteproyecto de referencia para el concurso posterior de diseño y construcción, desarrollando el estudio del puente principal sobre el canal de navegación.

El conjunto del puente constaba además del puente principal de 575 m con 5 vanos 73+143x3+73, vanos acceso a ambos lados contabilizando 32 vanos de 41 m, y diversos nudos en el lado de Portoalegre para contabilizar un total de 7 km de estructuras.

La solución propuesta por CFC para el puente principal consistió en un tablero en sección cajón de hormigón pretensado en el que, debido a las limitaciones que el gálibo vertical aéreo y marítimo imponía a su canto, se recurre a una solución de pretensado extradadosado en aleta dorsal. El tablero de 28 m de anchura, se conformaba con un cajón central de almas

verticales de 3.50 m de canto extendido con vuelos laterales sobre puntales. La aleta se disponía en el eje con una variación de altura triangular y un canto máximo de 5 m sobre pilas.

El concurso fue ganado por el grupo MENDES/EGT-Engenharia que propuso una solución alternativa para el puente principal con una solución de tablero de canto de variable construido con dovelas prefabricadas por avance en voladizos con un tablero de 27,10 m de ancho y cinco vanos (90-3x140-90 m).

CFC ha colaborado también durante el desarrollo del proyecto de detalle, elaborando en este caso los estudios de los viaductos de acceso en los que se emplean elementos que maximizan el uso de prefabricados, adoptando dos soluciones:

1. La Elevada Pesada (EP), sobre el río, tiene dos tramos, uno de 12 y otro de 6 vanos de 41m, totalizando una longitud de 738,5 m
2. La Elevada Leve (EL), en tierra, que cuenta con 89 vanos de 12.3 m de luz con tableros de hormigón armado

## Bases de diseño y tipologías de puentes: Autopista R7 en Bratislava

- **Alberto Fernández Álvarez**  
Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Ingeniero de Proyecto.  
[afernandez@torroja.es](mailto:afernandez@torroja.es)
- **Juan Carlos Del Olmo González**  
Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Ingeniero de Proyecto.  
[jcolmo@torroja.es](mailto:jcolmo@torroja.es)
- **Ángel Carriazo Lara**  
Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Director Técnico.  
[acarriazo@torroja.es](mailto:acarriazo@torroja.es)
- **Wojciech Włodzimirski**  
Ingeniero de Caminos. FERROVIAL AGROMAN S.A. D4r7. Structures Design Manager.  
[www.wlodzimirski@ferrovial.com](http://www.wlodzimirski@ferrovial.com)
- **Álvaro Mazariegos Borobio**  
Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Ingeniero de Proyecto.  
[amazariegos@torroja.es](mailto:amazariegos@torroja.es)

### PALABRAS CLAVE:

PPP, Bratislava, D4R7, puentes, hormigón, estribos anclados, pilas porticadas.

### RESUMEN

La D4R7-Bratislava Bypass es un proyecto PPP que consiste en el diseño, construcción y operación de 27 km de la autopista D4 alrededor de Bratislava, y 32 km de la autopista radial R7. Se describen las soluciones adoptadas para el diseño de 19 puentes en la autopista R7.

Las superestructuras comprenden:

- Tableros de vigas de hormigón pretensado de uno o varios vanos con losa de continuidad entre vanos adyacentes, sobre apoyos de neopreno. Las vigas de hormigón prefabricadas son un diseño ad hoc para este proyecto. Se disponen diafragmas parciales y topes frente a la acción sísmica.
- Losa maciza continua de hormigón postesado, con pilas empotradas en tablero y apoyos deslizantes, ejecutada sobre cimbra cuajada.

Las subestructuras consisten en:

- Pilas porticadas, con cargaderos tipo T-invertida sobre pilas-pilote.
- Pilas convencionales de varios fustes sobre cimentación superficial, con topes sísmicos.
- Estribos anclados al terreno mediante flejes metálicos, con cimentación profunda atravesando rellenos contenidos por muros de tierra estabilizada mecánicamente.
- Estribos convencionales con cimentación profunda.
- Estribos convencionales, con cimentación directa sobre rellenos contenidos por muros de tierra estabilizada mecánicamente.

Otras tipologías:

- Puentes integrales: pórtico de hormigón armado sobre cimentación profunda.
- Ecoductos: puente bóveda de 2 vanos constituido por ensamblaje de piezas prefabricadas de hormigón armado.
- Marcos de hormigón armado ejecutados *in situ*.

Las estructuras proyectadas son el fruto de un proceso en el que se ha modificado sustancialmente la praxis local, tanto en la elección de las tipologías estructurales a emplear, como en la implementación de detalles constructivos. Se describen detalles típicos empleados en puentes convencionales en Eslovaquia, confrontándolos con las soluciones propuestas en la D4R7.



Figura 1. Enlace Ketelec.



Figura 2. Puente de la Refinería.

**Cimbras metálicas modulares autoportantes instaladas por voladizos sucesivos con atirantamiento provisional para la construcción de tres puentes arco de hormigón en Perú**



- **Javier Muñoz-Rojas Fernández**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[jmrojas@cfcsl.com](mailto:jmrojas@cfcsl.com)
- **Miguel A. Gil Ginés**  
Ingeniera de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[sfernandez@cfcsl.com](mailto:sfernandez@cfcsl.com)
- **Manuel Valero Barat**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[mvalero@cfcsl.com](mailto:mvalero@cfcsl.com)
- **Pedram Manouchehri**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[pmanoucheri@cfcsl.com](mailto:pmanoucheri@cfcsl.com)
- **Sergio De La Lastra**  
Ingeniero de Caminos. CFC Sucursal Perú-HUALCA.  
[sdelalastra@cfcsl.com](mailto:sdelalastra@cfcsl.com)
- **Donata Trost**  
Ingeniero de Caminos. CFC Sucursal Perú-HUALCA.  
[dtrost@cfcsl.com](mailto:dtrost@cfcsl.com)
- **Juan M. Juez**  
Ingeniero de Caminos. CFC Sucursal Perú-HUALCA.  
[juanma.juez@hualcaingenieros.pe](mailto:juanma.juez@hualcaingenieros.pe)
- **Jorge Giganto**  
Ingeniero de Caminos. CFC Sucursal Perú-HUALCA.  
[jorge.giganto@hualcaingenieros.pe](mailto:jorge.giganto@hualcaingenieros.pe)
- **Jorge Delgado**  
Ingeniero de Caminos. CFC Sucursal Perú-HUALCA.  
[jdelgado@cfcsl.com](mailto:jdelgado@cfcsl.com)
- **Alberto Pérez**  
Ingeniero de Caminos. CFC Sucursal Perú-HUALCA.  
[alberto.perez@hualcaingenieros.pe](mailto:alberto.perez@hualcaingenieros.pe)
- **Jorge Toro**  
Ingeniero de Caminos. CFC Sucursal Perú-HUALCA.  
[jorge.toro@hualcaingenieros.pe](mailto:jorge.toro@hualcaingenieros.pe)
- **Jesús Pérez**  
Ingeniero de Caminos. CFC Sucursal Perú-HUALCA.  
[jesus.perez@hualcaingenieros.pe](mailto:jesus.perez@hualcaingenieros.pe)

#### PALABRAS CLAVE:

Cimbra autoportante, construcción arcos, puente arco hormigón, cimbra modular.

#### RESUMEN

Las soluciones en puente arco de hormigón para luces intermedias (80-180 m) se adaptan muy bien a las condiciones orográficas frecuentes en muchas cruces de Perú sobre gargantas profundas o ríos con crecidas estacionales que desaconsejan la construcción con apoyos provisionales sobre el cauce.

CFC ha participado en varias de estas obras en el país:

- Puente de Chacanto. Luz 100 m. Constructor TAPUSA. Diseño: Ing. Muroy
- Puente de Tingo. Luz 75 m. Constructor TORRES CAMARA. Diseño: Ingeniería 63
- Puente de Maranura. Luz 150 m. Constructor TAPUSA. Diseño CFC+HUALCA

La solución se basa en el empleo de elementos modulares metálicos reutilizables. Para Chacanto y Maranura, donde se emplea la misma cimbra, se diseñó una solución con sección cajón rectangular bajo cada una de las dos roscas del arco. En el puente de Tingo, su menor luz y la presencia de cuatro roscas permitieron utilizar secciones abiertas en doble T.

Los arcos metálicos se arriostan mediante una triangulación en X, siendo las uniones frontales embridadas mediante tornillos

de alta resistencia. Los módulos se montan por avance en voladizo mediante atirantamiento provisional desde torres colocadas sobre los arranques. La geometría durante el montaje se controla con la ayuda de los tirantes provisionales y calas introducidas en las uniones, siendo los módulos trasladados mediante blondín. El hormigonado del arco definitivo se realiza de forma simétrica para minimizar los esfuerzos en la cimbra. Para el descimbrado de este, se realiza una apertura en clave una vez alcanzada su resistencia. Una vez liberada la carga sobre la cimbra esta se retira liberando las uniones con agujeros rasgados previstas en la pieza de la clave. A continuación se desmonta mediante el blondín, estando provisionalmente colgada del arco definitivo.



Figura 1. Cimbra del puente de Chacanto. L=100 m.



Figura 2. Cimbra del puente Maranura. L=150 m.

### Metodología de estudio del viento en la ampliación del puente de Rande

- **José María Terrés-Nicoli**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Oritia & Boreas / Universidad de Granada (Principal).  
[terresnicoli@oritayboreas.com](mailto:terresnicoli@oritayboreas.com)
- **Lingzhe Kong**  
Dr. Ingeniero Civil. Western University, Project Engineer.  
[klz@blwtl.uwo.com](mailto:klz@blwtl.uwo.com)
- **J. Peter King**  
Dr. Ingeniero Civil. Western University, Senior Consultant.  
[jpck@blwtl.uwo.com](mailto:jpck@blwtl.uwo.com)
- **Óscar Ramón Ramos Gutiérrez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Universidad de Cantabria. Bridge Director  
[OscarRamon.Ramos@wsp.com](mailto:OscarRamon.Ramos@wsp.com)

#### PALABRAS CLAVE:

Aerodinámica de puentes, modelo integral puente, modelo seccional túnel de viento.

## RESUMEN

La ampliación del puente de Rande resulta de una notable singularidad estructural. La acción del viento es de por sí determinante en la estructura no ampliada. La singularidad de la estructura ampliada representa un reto para la metodología convencional de estudio de los efectos de puentes en puentes. Especialmente tratándose de una combinación no estacionaria de 3 tableros no romos separados entre sí. La aerodinámica de la geometría resultante altamente no estacionaria es compleja. El estudio se fundamentó en un análisis de clima de viento que más allá del análisis de datos históricos (puerto y aeropuerto) contó con un reanálisis de datos mesometeorológicos (hindcast) desarrollados a partir del modelo WRF para cerca de 40 años. El estudio se fundamentó en el ensayo de sendos modelos seccionales y aeroelástico integral. En estos modelos se atendió al detalle dinámico de la interconexión de los tres tableros. En la experiencia de los autores, no existen referencias previas de este tipo de ensayos en el mundo.

Los modelos seccionales son herramientas especialmente útiles por su eficiencia en la profusión de información aerodinámica en tiempo y coste limitado. Se fundamentan asumir la representatividad aerodinámica basada en una estructura bidimensional y en la consecuente modelización de los modos de flexión vertical y torsión. En este caso, no obstante, fue necesario incluir los modos correspondientes al movimiento relativo del mecanismo formado por los tres tableros. La mecánica de los tableros modelo obligó a unas calibraciones dinámica de especial singularidad.

En coordinación con otro artículo presentado que se centra en las generalidades de la acción del viento, este se centrará en los detalles de la metodología de análisis y modelización de estos modelos y el cálculo de los efectos del viento a partir de los mismos.



Figura 1. Modelo aeroelástico integral.

## Construcción del puente Zezelj en Novi Sad (Serbia)

- **Jorge Cascales Fernández**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director Técnico.  
[jcascales@k2ingenieria.es](mailto:jcascales@k2ingenieria.es)
- **Antonio Mora Muñoz**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Azvi S.A. Jefe de Obra.  
[amora@azvi.es](mailto:amora@azvi.es)

- **Juan Pérez Torres**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Azvi S.A. Director Técnico.  
[jpereztorres@azvi.es](mailto:jpereztorres@azvi.es)
- **Sergio Couto Wörner**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director General.  
[scouto@k2ingenieria.es](mailto:scouto@k2ingenieria.es)
- **Jose Antonio Agudelo Zapata**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Pontem Engineering Services S.L. Director de Proyectos.  
[agudelo@pontem.es](mailto:agudelo@pontem.es)
- **Ricardo Rico Rubio**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director de Ingeniería.  
[rrico@k2ingenieria.es](mailto:rrico@k2ingenieria.es)

## PALABRAS CLAVE:

Arco, empuje, skid-shoes, pontona.

## RESUMEN

El puente Zezelj es una estructura de 474 metros de longitud y 31.44 metros de ancho para tráfico rodado y ferroviario que salva el río Danubio a su paso por la ciudad de Novi Sad (Serbia). Los dos vanos centrales se resuelven con dos arcos metálicos tipo bowstring de 180 y 220 metros de luz, y un tablero mixto acero-hormigón.

Los dos arcos, de 4700 y 6500 toneladas, se construyeron sobre tierra, cada uno en una orilla, para posteriormente proceder a su empuje hasta la posición definitiva mediante skid-shoes traseros, utilizando además una pontona delantera para realizar la navegación sobre el Danubio.

Si bien el proyecto se desarrolló por una Ingeniería local, Del Ing Doo, la construcción se llevó a cabo por una UTE liderada por la empresa constructora española Azvi. En la definición, control y asistencia técnica durante el proceso constructivo colaboraron las empresas ALE, k2 Ingeniería y Pontem.



Figura 1. Vista del puente durante el empuje del primer arco.



Figura 2. Vista del puente durante el empuje del segundo arco.

## Contrastación del método de diseño de directrices de puentes curvos

## atirantados Tablero-Axil mediante el rediseño de 2 pasarelas existentes

- **Darío Galante Bardín**  
Doctor Ingeniero. IDIngenieros S.L. Director Técnico.  
[dario.galante@idiingenieros.es](mailto:dario.galante@idiingenieros.es)
- **Miguel Ángel Astiz Suárez**  
Doctor Ingeniero  
Universidad Politécnica de Madrid (ETSICCP).  
Catedrático de puentes.  
[maastiz@cfcsl.com](mailto:maastiz@cfcsl.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente, pasarela, atirantado, curvo, peatonal, diseño, sección, tablero, pila, estribo.

### RESUMEN

En este trabajo se va a poner de relieve las capacidades del método de diseño Tablero-Axil, desarrollado en las investigaciones llevadas a cabo en torno a la optimización de la directriz en puentes de trazado curvo. Con este fin, se procede al rediseño de 2 pasarelas existentes en la actualidad (Pasarela Malecón de Murcia y Pasarela sobre el río Carrión), diseñadas por estudios de ingeniería de contrastada capacidad técnica (CFCSL y FHECOR). Se han escogido estas pasarelas por tener un trazado circular y porque en cada una domina un signo distinto de esfuerzo axil, cubriendo así un gran rango de posibilidades.



Figura 1. Pasarela del Malecón, Murcia. Ingeniería: CFCSL. (Cortesía: CFCSL).



Figura 2. Pasarela de San Juan de la Cruz sobre el río Carrión, Palencia. (Cortesía de FHECOR).

Hasta ahora, el método Tablero-Axil partía de unas ecuaciones diferenciales no lineales que permitían obtener trazados de puentes minimizando los momentos flectores de eje vertical.

En estas ecuaciones se incluían las condiciones de contorno determinadas por el diseño de la pila y una serie de datos de partida que hacían el problema resoluble, pero no tenía en cuenta la gran hiperestaticidad que suele gobernar el problema, con múltiples sistemas resistivos. En este trabajo se perfecciona el método de diseño de trazado Tablero-Axil, creando un cálculo iterativo que permite tener en cuenta la hiperestaticidad del problema. Esto permite una eficacia que elimina los esfuerzos transversales en cualquier sistema.

Aplicando este método perfeccionado, se realiza el rediseño de las pasarelas mencionadas partiendo de unas premisas distintas a las que suelen ser habituales. Esto es, un trazado y un diseño de sección que va a ser resultado de la voluntad de eliminar los esfuerzos transversales, con todas las ventajas que esto aporta al comportamiento de la pasarela. Finalmente se realiza una amplia comparación de los comportamientos obtenidos y se evalúan los beneficios obtenidos en el rediseño.

## Diseño conceptual y proyecto de licitación del nuevo puente Pumajero sobre el río Magdalena en Barranquilla. Colombia

- **Javier Manterola Armisén**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[jmanterola@cfcsl.com](mailto:jmanterola@cfcsl.com)
- **Javier Muñoz-Rojas Fernández**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[jmrojas@cfcsl.com](mailto:jmrojas@cfcsl.com)
- **Sara Fernández Alonso**  
Ingeniera de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[sfernandez@cfcsl.com](mailto:sfernandez@cfcsl.com)
- **Juan A. Navarro González-Valerio**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[janavarro@cfcsl.com](mailto:janavarro@cfcsl.com)
- **Silvia Fuente García**  
Ingeniera de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[sfuente@cfcsl.com](mailto:sfuente@cfcsl.com)
- **Miguel A. Gil Ginés**  
Ingeniera de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[magil@cfcsl.com](mailto:magil@cfcsl.com)
- **Álvaro Viviescas Jaimés**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado COLOMBIA, S.L.  
[aviviescas@hotmail.com](mailto:aviviescas@hotmail.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente atirantado, dovela prefabricadas, construcción vano a vano, voladizos sucesivos, viga de lanzamiento, hormigón pretensado.

### RESUMEN

El nuevo puente Pumarejo sobre el río Magdalena sustituye al puente actual diseñado por Riccardo Morandi en 1972 con objeto de mejorar las condiciones de navegación del río y aumentar la capacidad viaria del cruce. Las nuevas condiciones del gálibo (45 m en vertical y 350 m en horizontal) obligan a levantar la rasante provocando así la necesidad de una obra de dimensiones excepcionales, con una longitud total de casi 4 km, (1865 m en el tronco y 1920 m en ramales secundarios). Toda la estructura

es continua de estribo a estribo, fijándose el tablero exclusivamente en las pilas centrales del puente principal.

En el tronco el tablero incluye dos calzadas para cuatro carriles y sendas zonas peatonales resultando una anchura total variable entre 35.10 m y 38.10 m.

A lo largo de la obra se distinguen varias zonas:

- Los accesos en ambas márgenes (830 m en la derecha y 210 en la izquierda) resueltas con vanos de 70 m.
- El cruce del brazo navegable realizado con una estructura atirantada de 830 m de longitud y vano central de 380 m para salvar el canal de navegación principal.
- Cuatro ramales de la margen izquierda, de anchura variable entre 10 y 14 m y vano tipo de 45 m.

El diseño ha estado guiado por el objetivo de conseguir una construcción industrializada estandarizando las secciones de las distintas partes de la obra lo cual aporta ventajas constructivas y también proporciona una imagen unitaria al conjunto a la actuación.



Figura 1. Infografía de la vista general del proyecto.



Figura 2. Planta del puente actual y de la nueva obra.

Tras la comparación de soluciones in-situ y prefabricadas y con objeto de unificar las soluciones constructivas en todo el tablero, se optó por una solución de dovelas prefabricadas. La gran anchura de la plataforma llevó a plantear una sección con un cajón bicelular completado con vuelos laterales sobre puntales. Los también cuentan con un tablero en sección cajón prefabricado, en este caso monocelular.

Para el montaje de las dovelas se compararon igualmente distintas alternativas. El estudio comparativo llevó a decidirse por la de vano a vano con dovelas colocadas desde una viga de lanzamiento superior. Dadas las dimensiones excepcionales de la sección y la gran luz a salvar, en el límite actual de esta tecnología, para validar la propuesta el montaje se realizó su estudio con la ayuda de la empresa BERD. La construcción del tramo atirantado se realiza por voladizos simétricos, con dovelas izadas desde marcos situados en los frentes de avance.

## Diseño de cinco puentes arco tipo network de luces medias en Cuzco (Perú)

- **Javier Muñoz-Rojas Fernández**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[jmrojas@cfcsl.com](mailto:jmrojas@cfcsl.com)
- **Sara Fernández Alonso**  
Ingeniera de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[sfernandez@cfcsl.com](mailto:sfernandez@cfcsl.com)
- **Pedram Manouchehri**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[pmanouchehri@cfcsl.com](mailto:pmanouchehri@cfcsl.com)
- **Juan M. Juez**  
Ingeniero de Caminos. CFC Sucursal Perú-HUALCA  
[juanma.juez@hualcaingenieros.pe](mailto:juanma.juez@hualcaingenieros.pe)
- **Jorge Toro**  
Ingeniero de Caminos. CFC Sucursal Perú-HUALCA.  
[jorge.toro@hualcaingenieros.pe](mailto:jorge.toro@hualcaingenieros.pe)
- **Jorge Giganto**  
Ingeniero de Caminos. CFC Sucursal Perú-HUALCA.  
[jorge.giganto@hualcaingenieros.pe](mailto:jorge.giganto@hualcaingenieros.pe)
- **Ana Díaz**  
Ingeniero de Caminos. CFC Sucursal Perú-HUALCA.  
[ana.diaz@hualcaingenieros.pe](mailto:ana.diaz@hualcaingenieros.pe)

### PALABRAS CLAVE:

Puente arco, arco autoanclado, arco network, tablero mixto acero- hormigón, arco metálico, construcción sobre apeos provisionales, lanzamiento estructura

### RESUMEN

Las obras forman parte del contrato “Construcción de puentes por remplazo en Cusco” propiedad de Provias Nacional del M° de Transportes y Comunicaciones del Gobierno del Perú. Constituye uno de los denominados proyectos de paquetes de puentes cuyo objetivo es la realización de tramos de carretera en zonas prioritarias del país necesitadas de cruces.

La modalidad de licitación es la de diseño y construcción con adjudicación a la oferta más económica. CFC Perú y HUALCA acompañaron al grupo INCOT presentando soluciones de arcos autoanclados tipo network que mostraron ser una solución claramente ventajosa en tanto su comportamiento resistente – similar al de una celosía frente a las cargas asimétricas controlando las flexiones en arco y tablero, permite un ahorro notable de materiales en los elementos principales. Las comparaciones realizadas aportaron ahorros del 25% con respecto a los arcos con péndolas verticales o celosías.

Tres de las obras son de 65 m de luz (Cachimayo, Urcos, Cusipata), y el resto de 75 m (Urubamba) y de 85 m (Combapata).

Todos los cruces se presentan en zonas de profundas gargantas sobre cauces de ríos estacionales con régimen torrencial en zonas interiores de país. Se estudió por ello una configuración estándar para todas, con detalles de unión y montaje simples para facilitar su construcción.

Los tableros se realizan con un entramado de vigas en doble T, las longitudinales de borde actúan como tirantes y entre ellas a separaciones cada 4.00 m o 4.50 m se sitúan vigas transversales. Sobre ellas se sitúa una losa superior de hormigón armado realizado sobre prelosas prefabricadas y conectada a ambas familias de vigas con pernos. Para las secciones de los arcos se emplean secciones abiertas en “C” en tanto la configuración de péndolas controla eficazmente las inestabilidades en su plano. En los cru-

ces de 65 m los arcos se disponen en planos verticales en tanto el gálibo de la carretera no permite inclinarlos hacia el interior. Se arriostran transversalmente por medio de una configuración en “K”. En las luces superiores los arcos se inclinan hacia el interior 15° permitiendo simplificar el arriostramiento por elementos transversales. Todas las uniones de obra se realizan con tornillos de alta resistencia. Las péndolas son barras de sección maciza de acero fy de 500 MPa con extremos en horquilla. Los cruces entre péndolas se resuelven con acopladores abiertos.

El montaje se realiza por lanzamiento progresivo de la estructura metálica desde uno de los estribos, apoyándola sobre apeos provisionales colocados sobre el cauce.



Figura 1. Proceso de construcción por lanzamiento sobre torretas provisionales.



Figura 2. Vista del puente de Urubamba terminado.

## *Diseño de elementos especiales en el proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas)*

- **Javier Muñoz-Rojas Fernández**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[jmrojas@cfcsl.com](mailto:jmrojas@cfcsl.com)
- **Pedram Manoucheri**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L. Universidad Politécnica de Madrid  
[pmanoucheri@cfcsl.com](mailto:pmanoucheri@cfcsl.com)

- **José Manuel Domínguez**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[jmdominguez@cfcsl.com](mailto:jmdominguez@cfcsl.com)
- **Borja Martín**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[bmartin@cfcsl.com](mailto:bmartin@cfcsl.com)
- **Silvia Fuente**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[sfuente@cfcsl.com](mailto:sfuente@cfcsl.com)
- **Manuel Valero Barat**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[mvalero@cfcsl.com](mailto:mvalero@cfcsl.com)
- **Santiago Rodríguez Lorente**  
Máster de Ingeniería de Estructuras. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[srodriguez@cfcsl.com](mailto:srodriguez@cfcsl.com)

### **PALABRAS CLAVE:**

Puente atirantado, elementos finitos, cálculo no lineal, estructuras anclaje cables

### **RESUMEN**

El puente principal se resuelve con un puente atirantado con dos torres de 651,50 m de largo con una distribución de vanos de 5.75-60-65-390-65-60-5.75. El diseño de una obra singular como el puente atirantado de Cebú-Córdova con un vano central de 390 m implica desde el punto de vista del diseño un gran reto porque además de los fuertes condicionantes de diseño –entre los que destacan el que la obra se encuentra al ser una zona de fuerte sismicidad y de tifones– el plazo de construcción requerido es tremendamente ajustado.

El estudio de la estructura por un medio modelo general fue complementado por varios modelos locales que permitieron estudiar con detalle elementos singulares de la obra y críticos en su comportamiento. Se emplearon para ellos modelos con elementos sólidos e incorporando efectos no lineales tanto geométricos como de materiales cuando es adecuado.

Entre los elementos o aspectos que fueron analizados que son detallados en el artículo se encuentran:

- La conexión de los tirantes a las torres y el tablero por medio de estructuras metálicas auxiliares
- El comportamiento de la torre frente a cargas concentradas accidentales.
- La zona de empotramiento del tablero en la torre
- La zona en los extremos del tablero de transición con los viaductos de acceso



Figura 1. Infografía del puente.

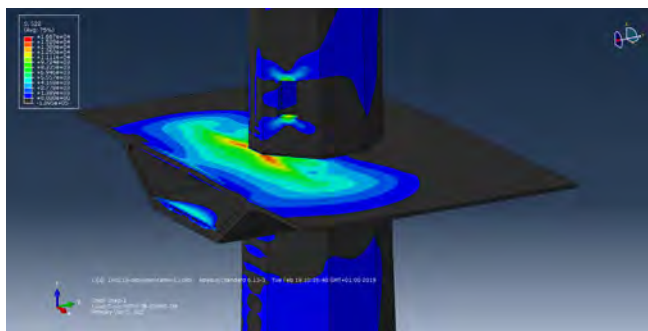


Figura 2. Vista de uno de los modelos de elementos finitos sólidos.

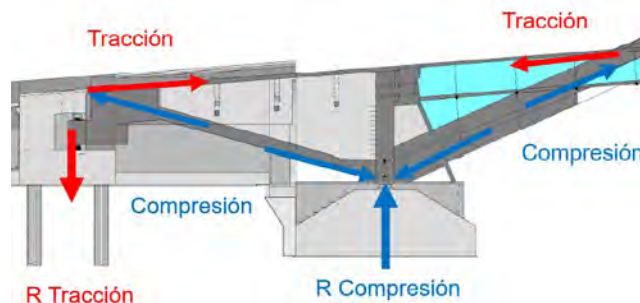


Figura 2. Funcionamiento de un mecanismo de empotramiento mediante una célula triangular.

## Diseño de empotramientos de arcos mediante sistemas de células trabajando a tracción-compresión

- **Pablo Loscos Areoso**  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Ferroviario-Agromán SA. Coordinador proyectos de Estructuras.
- **Juan José Sánchez Ramírez**  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Ferroviario-Agromán SA. Jefe de Departamento de Estructuras.
- **Carlos Bajo Pavia**  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Ferroviario-Agromán SA. Jefe de Área de Estructuras.

### PALABRAS CLAVE:

Arco, estribo, empotramiento, célula triangular, tracción, pilotes.

### RESUMEN

En el diseño de arcos empotrados en ambos extremos, es de especial importancia la manera en la que se materializan los empotramientos en el terreno. Existen diversas alternativas para diseñar los citados empotramientos, de entre los cuales, las células triangulares trabajando mediante un par de fuerzas verticales, son los más eficientes ya que sustituyen elementos trabajando a flexión por otros trabajando a tracción y compresión. Esta solución estructural puede ser viable en terrenos con geometrías diversas y características geotécnicas no siempre favorables, ya que presenta diferentes variantes que la dotan de una gran capacidad de adaptación. Los casos que se presentan en este artículo son prueba de ello.

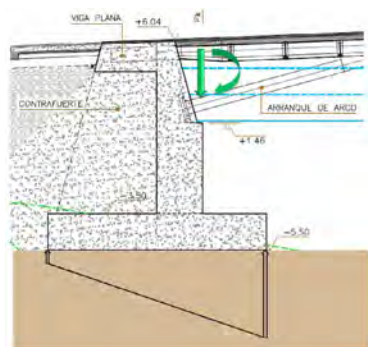


Figura 1. Funcionamiento de un mecanismo de empotramiento mediante trabajo a flexión.

## Diseño del puente extradosado de Urubó

- **Francisco Javier Jordán García**  
ICCP, PE, PEng. Pedelta. Director Técnico.  
[jjordan@pedelta.com](mailto:jjordan@pedelta.com)
- **Jose Vera Saura**  
ICCP, Pedelta. Ingeniero especialista en puentes.  
[jvera@pedelta.com](mailto:jvera@pedelta.com)
- **Rafael De Oliveira Cabral**  
Ingeniero Civil. Pedelta. Responsable de Proyectos.  
[rcabral@pedelta.com](mailto:rcabral@pedelta.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente, extradosado, voladizos sucesivos, Bolivia, AASHTO LRFD.

### RESUMEN

Se ha diseñado un nuevo puente sobre el Urubó en Santa Cruz de la Sierra, Bolivia, de 400 m de longitud total con una distribución de vanos de 69 + 131 + 131 + 69 m y tipología intermedia entre puente con pretensado extradosado y puente atirantado. Los tirantes y configuración estructural de pilas y tablero se han diseñado mediante criterios que maximizan su eficacia y minimizan costes. Se ha previsto su ejecución según el proceso de voladizos sucesivos compensados con dovelas ejecutadas in situ.

El ancho del tablero es de 18.00 m incluyendo una mediana donde se ubican pilonos y tirantes, dos carriles para cada sentido de circulación, y aceras peatonales. Su sección es cajón monocelular, en hormigón pretensado, con canto variable entre 2.40 y 4.00 m.

Los mástiles, ubicados en todas las pilas, se alzan hasta 30.00 m sobre el tablero. Tienen forma de "A" en el sentido longitudinal del puente, partiendo dos patas inclinadas desde el tablero que se unen a 5.00 m sobre el tablero en una sección de canto variable que se desarrolla hasta alcanzar su altura máxima.

En cada mástil existen 10 tirantes en disposición en "arpa" que le confiere una apariencia de mayor valor estético. Los tirantes son pasantes en los mástiles con silletas de radio mínimo de 3000 mm. Todos los tirantes son autoprotectidos y galvanizados, con características de tirantes de puente atirantado.

El tablero está soportado y unido monolíticamente a pilas de doble tabique. Este tipo de pila permite la coacción del tablero a giros y desplazamientos necesaria para la construcción en

voladizo, ahorrando la necesidad de apoyos y coacciones temporales. Por otro lado, la geometría del tabique permite que las pilas sean flexibles, minimizando los efectos causados por desplazamientos impuestos durante la fase de servicio.

El puente se cimenta mediante pilotes tanto en pilas como en estribos.

Se ha realizado un estudio pormenorizado y detallado de costes comparativo con una alternativa de igual luz de puente monoviga cajón construida en voladizos sucesivos, resultando el diseño de puente extradado muy competitivo, y más adecuado desde el punto de vista de requerimientos estéticos que se le pedían a este puente, respecto a esta otra solución más convencional para estas luces.



Figura 1. Vista del puente Foianini, único puente existente en la actualidad.



Figura 2. Vista aérea de la zona de ubicación del puente.

## Diseño y asistencia en construcción del puente atirantado de Honda, en Colombia

- **Francisco Javier Jordán García**  
ICCP, PE, PEng. Pedelta. Director Técnico.  
[jjordan@pedelta.com](mailto:jjordan@pedelta.com)
- **Nelson Betancour Suárez**  
Ingeniero Civil. Pedelta Colombia. Gerente Técnico.  
[nbetancour@pedelta.com](mailto:nbetancour@pedelta.com)
- **Rafael De Oliveira Cabral**  
Ingeniero Civil. Pedelta. Responsable de Proyectos.  
[rcabral@pedelta.com](mailto:rcabral@pedelta.com)

- **Alicia Serrano**  
Ingeniero Civil. Pedelta Colombia. Responsable de Proyectos.  
[aserrano@pedelta.com](mailto:aserrano@pedelta.com)
- **Andrés Felipe Jiménez**  
Ingeniero Civil. Pedelta Colombia. Ingeniero estructural.  
[afelipe@pedelta.com](mailto:afelipe@pedelta.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente, atirantado, control geométrico, amortiguadores sísmicos, tirantes, Colombia

### RESUMEN

Recientemente, en el año 2019, se ha finalizado la construcción del puente atirantado de Honda sobre el río Magdalena en Colombia. Pedelta ha redactado el proyecto conceptual y constructivo, así como la asistencia técnica a la construcción de este puente.

El puente cruza el río Magdalena, el más caudaloso del país, entre los municipios de Puerto Bogotá y Honda.

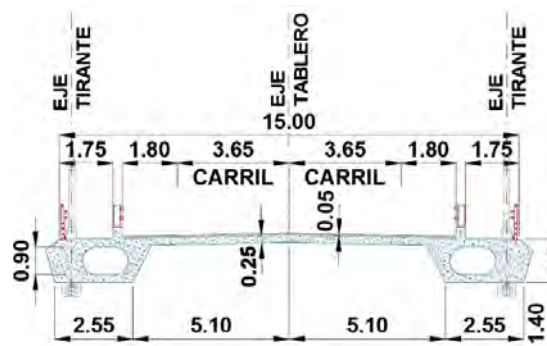


Figura 1. Sección transversal en vano tipo. Dimensiones en metros.



Figura 2. Nuevo Puente de Honda sobre el Río Magdalena. Agosto 16 del 2019.

La longitud total del puente es de 405.5 m con vanos de acceso de 79 m cada uno y un vano principal sobre el cauce del río de 247.5 m. El tablero es de hormigón pretensado con sección transversal constituida por dos nervios laterales aligerados en los que anclan los tirantes y una losa superior central de 0.25 m de espesor con costillas transversales pretensadas cada 4.45 m. El canto del tablero es constante de 1.40 m en sus bordes. El puente aloja una plataforma constituida por un carril para cada sentido de circulación y aceras peatonales en las que también se alojan los anclajes de los tirantes en tablero.

Las torres tienen una configuración geométrica en H con dos brazos, uno justo bajo tablero y otro a unos dos tercios de altura de la torre sobre tablero, donde comienzan los anclajes de

tirantes en torres. En cada uno de sus brazos se ancla un plano de tirantes laterales.

Existen dos planos de tirantes laterales, con configuración en semiarpa y equiespaciados 8.90 m en el tablero. Los tirantes son autoprotectidos, galvanizados, y con amortiguadores frente a vibraciones en los más largos.

En ambos estribos se materializan unos contrapesos para compensar el menor peso en los vanos de compensación. Adicionalmente se han dispuesto unos amortiguadores sísmicos en estribos para optimizar el diseño frente a sismo.

Se ha llevado a cabo un riguroso control y seguimiento de la construcción del puente hasta su puesta en servicio y finalización.

---

## Diseño y construcción de puentes por voladizos en Colombia

- **Francisco Javier Jordán García**  
ICCP, PE, PEng. Pedelta. Director Técnico.  
[jjordan@pedelta.com](mailto:jjordan@pedelta.com)
- **Nelson Betancour Suárez**  
Ingeniero Civil. Pedelta Colombia. Gerente Técnico.  
[nbetancour@pedelta.com](mailto:nbetancour@pedelta.com)
- **Rafael De Oliveira Cabral**  
Ingeniero Civil. Pedelta. Responsable de Proyectos.  
[rcabral@pedelta.com](mailto:rcabral@pedelta.com)
- **Alicia Serrano**  
Ingeniero Civil. Pedelta Colombia. Responsable de Proyectos.  
[aserrano@pedelta.com](mailto:aserrano@pedelta.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente, voladizos sucesivos, diseño sísmico, Colombia.

### RESUMEN

Recientemente se han diseñado y construido un gran número de puentes por voladizos en Colombia, fruto de la gran actividad de construcción en el país estos últimos años. Pedelta ha tenido la oportunidad de realizar el diseño de muchos de estos puentes, contando con un elevado número de ellos ya finalizados y en servicio.

En esta comunicación se resumen las características principales de estos puentes, como son las relaciones geométricas, configuraciones, pretensado, y cantidades de materiales obtenidas, así como algunas otras particularidades del diseño adaptado a la construcción y requisitos normativos en el país.

Se presenta un resumen de diversos puentes con un rango de luces de entre 120 y 160 m para el vano principal, con pilas de diversa altura y siempre en zonas de elevado riesgo sísmico.

El diseño de esta tipología para estos rangos de luces ha conducido a una optimización de los puentes y sus detalles conseguida gracias al elevado número de realizaciones y diseños.

Se presentarán también algunas particularidades referentes al control de ejecución y detalles particulares frente a diseño sísmico que son de interés.

Así mismo se hará mención de métodos y reglas simplificadas para la etapa de diseño conceptual de este tipo de puentes.

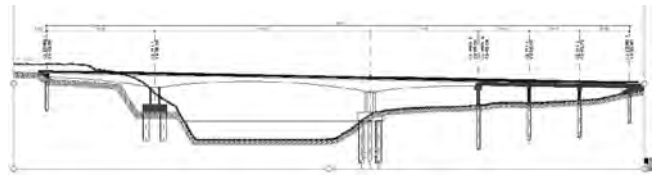


Figura 1. Alzado del puente Flandes.



Figura 2. Vista del puente Pipiral durante la construcción.

---

## Diseño, evaluación y ampliación de estructuras en proyectos de mejora de autopistas con carriles rápidos. I-77 Express

- **Manuel A. Correia Santos**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Manuel.Correia@wsp.com](mailto:Manuel.Correia@wsp.com)
- **Javier Fernández-Dívar Sanchez**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Javier.FernandezDivar@wsp.com](mailto:Javier.FernandezDivar@wsp.com)
- **Roberto Escalona De La Fuente**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Roberto.Escalona@wsp.com](mailto:Roberto.Escalona@wsp.com)
- **Iván Campo Rumoroso**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Ivan.Campo@wsp.com](mailto:Ivan.Campo@wsp.com)
- **Ángela Martín Ochoa**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Angela.Martin@wsp.com](mailto:Angela.Martin@wsp.com)
- **Óscar Ramón Ramos Gutiérrez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria.  
[ramosor@unicanc.es](mailto:ramosor@unicanc.es)

### PALABRAS CLAVE:

Vigas prefabricadas, ampliación, pilas pórtico, marcos cerrados, AASHTO LRFD.

### RESUMEN

La Interestatal 77 es una autopista de trazado norte-sur ubicada en el este de los Estados Unidos. El proyecto I-77 Express Lanes con una longitud de 26 millas amplía la capacidad de la



autopista con dos carriles rápidos en cada dirección mejorando la conectividad entre Charlotte y las regiones de Lake Norman. Se espera que el proyecto finalice a finales de 2019.

El proyecto consiste en una ampliación de las calzadas existentes con dos carriles de peaje en cada sentido, además de los ramales de acceso y vías de servicio.

Las estructuras del proyecto incluyen: puentes de vigas prefabricadas de hormigón pretensado, ampliaciones de puentes de vigas pretensadas, ampliaciones de puentes de vigas metálicas doble T y marcos cerrados.

El artículo se centra en las complicaciones que aparecen en la definición de estructuras en un proyecto de esta naturaleza. Se deben proyectar puentes compatibles con el trazado existente al mismo tiempo que su construcción debe tener como objetivo la mínima interrupción del tráfico existente.

Entre las estructuras proyectadas destacan: un marco cerrado construido en dos fases; pasos superiores con rampas que permiten la entrada y salida desde los carriles centrales, tipología poco habitual; evaluación y ampliaciones de puentes de vigas prefabricadas y metálicas que permanecen en uso durante la ejecución de la obra; o la construcción de varias rampas sobre un nudo existente y en uso, cuya dificultad reside en la falta de espacio para los apoyos y la necesidad de proyectar estructuras compatibles con trazados futuros.

El aprendizaje obtenido en el diseño, evaluación y ampliación de estas estructuras será muy útil para el desarrollo de proyectos de ampliación cada vez más habituales en España y punto clave en la planificación actual de infraestructuras.



Figura 1. Imagen rampas sobre nudo existente e indicación "ultimate".

## Efectos del viento en el proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas)

- **Javier Muñoz-Rojas**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[jmrojas@cfcs.com](mailto:jmrojas@cfcs.com)
- **Miguel Ángel Astiz**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.. Universidad Politécnica Madrid.  
[maastiz@cfcs.com](mailto:maastiz@cfcs.com)

- **Pedram Manouchehri**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L. Universidad Politécnica Madrid.  
[pmanouchehri@cfcs.com](mailto:pmanouchehri@cfcs.com)
- **Sebastián Franchini**  
Dr. Ingeniero Aeronáutico. IDR/UPM.  
[s.franchini@upm.es](mailto:s.franchini@upm.es)
- **Mikel Ogueta**  
Dr. Ingeniero Aeronáutico. IDR/UPM.  
[mikel.ogueta@upm.es](mailto:mikel.ogueta@upm.es)

### PALABRAS CLAVE:

Puente atirantado, dinámica de fluidos computacional, CFD, túnel de viento, aeroelasticidad, galope.

### RESUMEN

El puente atirantado de Cebú-Cordova tiene 651.50 m de largo con una distribución de vanos de 5.75-60-65-390-65-60-5.75 y cuenta con un tablero de hormigón pretensado con sección cajón atirantado de dos torres verticales. La acción del viento es particularmente importante al estar en una zona de frecuente paso de tifones tropicales. La velocidad de viento de diseño era de 250 km/h. Para caracterizar el comportamiento de la estructura tanto aerodinámicamente como aeroelásticamente se llevaron a cabo diversos estudios:

- Cálculos con dinámica de fluidos computacional (CFD) para evaluar los coeficientes aerodinámicos de torre y tablero
- Ensayo en túnel de viento para caracterizar aerodinámica y aeroelásticamente la estructura.
- Comprobaciones analíticas de la estabilidad aeroelástica del tablero y la torre de acuerdo a los requerimientos del Eurocódigo
- Verificación de la sensibilidad de la torre frente al galope por medio de un modelo con dos grados de libertad.

Todas las comprobaciones aeroelásticas confirmaron el adecuado comportamiento de la estructura.

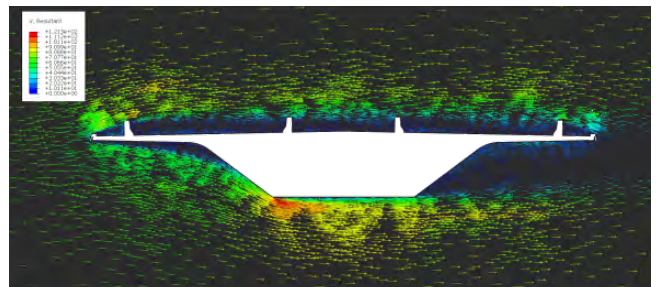


Figura 1. Estudio con CFD de la sección del tablero.

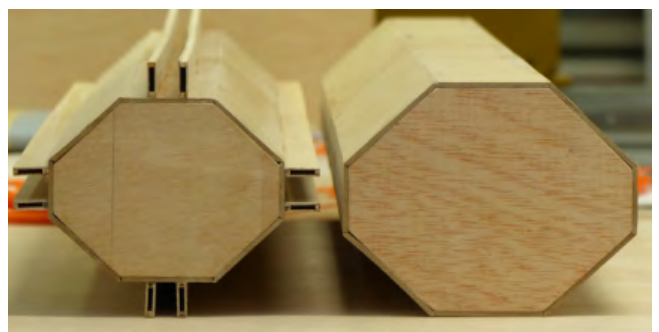


Figura 2. Secciones de la torre ensayadas en túnel de viento.

## El diseño de puentes que parecen arcos (sin serlo del todo)

### • Héctor Beade Pereda

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Knight Architects. Associate | Bridge Designer.

[h.bead@knightarchitects.co.uk](mailto:h.bead@knightarchitects.co.uk)

### PALABRAS CLAVE:

Proyecto y cálculo de todo tipo de estructuras, puente, arco, diseño, estética, preferencia formas curvas, reacciones horizontales.

### RESUMEN

Los arcos fueron la primera tipología estructural que permitió al ser humano vencer las limitaciones dimensionales de los elementos naturales individuales (troncos, lajas de piedra...), para alcanzar luces progresivamente mayores. A partir de ese momento (entre mil y mil quinientos años antes de la era común) se convirtieron en la tipología predominante en los puentes construidos hasta después de la Revolución Industrial (es decir, durante unos tres mil años). A día de hoy todavía siguen siendo, en las distintas formas en las que ha evolucionado, un tipo muy habitual y apreciado desde un punto de vista formal.

Estudios sobre la percepción indican que, aparentemente, el ser humano tiende a preferir los objetos con líneas curvas frente a los angulosos y puntiagudos (estos últimos activan la amígdala, región del cerebro fundamental en el procesamiento del miedo, probablemente como mecanismo subconsciente desarrollado para permitir a nuestros ancestros detectar amenazas potenciales). Esto podría estar detrás de la buena recepción que, por lo general, los puentes arco tienen entre el público no especializado en diseño de puentes.

Al concebir un puente que incorpora un arco como parte de su diseño, se puede estar respondiendo, de manera simultánea o independiente, a condicionantes geométricos, topográficos o geotécnicos, o simplemente a aspiraciones formales. Sin embargo, este tipo de puente no se puede emplear de una forma tan libre como otras tipologías, al depender su funcionamiento muy significativamente de la rigidez horizontal de sus extremos, que debe ser proporcionada (hasta un valor mínimo) por el terreno o por elementos estructurales adicionales.

Este artículo explica, utilizando cuatro ejemplos de la experiencia previa del autor, cómo puede “sortearse” este obstáculo diseñando puentes que, dentro de una suficiente racionalidad estructural, ofrecen la expresión formal de un puente arco sin serlo completamente (o sin serlo en el modo en el que lo aparentan).



Figura 1. Fila superior: Puentes arco puros de tablero inferior, superior e intermedio. Fila intermedia: funcionamiento básico de las tres configuraciones. Fila inferior: Diseños del autor del artículo que responden a los tres tipos.

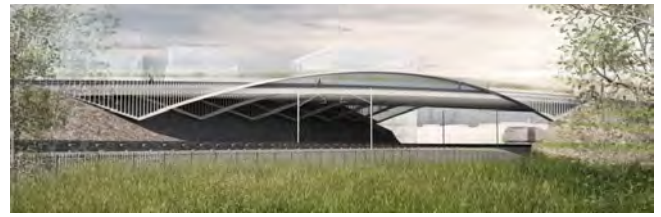


Figura 2. Puente sobre la ECML en York.

## Evaluación del puente de Eugenio Ribera sobre el río Perales en Aldea del Fresno

### • Pedro Pablo Sánchez Martínez-Falero

Ingeniero Civil. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Jefe de Proyecto.

[pps@torroja.es](mailto:pps@torroja.es)

### • Ángel Carriazo Lara

Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Director Técnico.

[acarriazo@torroja.es](mailto:acarriazo@torroja.es)

### • Domingo López Martín

Ingeniero Civil. TORROJA INGENIERÍA S.L.P.

[dlopez@torroja.es](mailto:dlopez@torroja.es)

### PALABRAS CLAVE:

Rehabilitación, Ribera, hormigón, dron.

### RESUMEN

El puente sobre el río Perales sirve al paso de la carretera M-510 sobre el cauce del río Perales, permitiendo su acceso al casco urbano de la localidad de Aldea del Fresno. Construido próximo a 1925 es representativo de la tipología de puente de tramo recto y, sobre todo, de un tipo de pilas en palizada muy característicos de su autor, Eugenio Ribera, introductor del hormigón armado en España y cumbre de la ingeniería civil española del primer tercio del siglo XX. El propio Ribera lo consideraba ejemplar, como puente de tramo recto en su obra “Puentes de fábrica y hormigón armado”.



Figura 1. Vista del puente.

Con casi 100 años de historia, este puente protegido como Bien Patrimonial, requiere una intervención que permita conservarlo con un criterio conservacionista sin ampliaciones ni refuerzos, salvo los estrictamente necesarios para mantener la funcionalidad actual.

Para caracterizar la estructura y los deterioros se realizó una inspección especial con apoyo de un dron que ha permitido acceder a todos los elementos sin necesidad de medios especiales y mediante un modelo georreferenciado obtener parámetros geométricos y medición de daños.

Después en gabinete un modelo de cálculo ha permitido evaluar la capacidad estructural del puente.



Figura 2. Vista de una pila.

## Fort York Stainless Steel Pedestrian Bridges in Toronto

- **Francisco Javier Jordán García**  
MSc, ICCP, PE, PEng. Pedelta. CTO.  
[jjordan@pedelta.com](mailto:jjordan@pedelta.com)
- **Juan A. Sobrino Almunia**  
PhD, ICCP, PE, Peng, ing. Pedelta. CEO.  
[jsobrino@pedelta.com](mailto:jsobrino@pedelta.com)
- **Joan Agustí**  
ICCP. Pedelta. Structural Specialist.  
[jagusti@pedelta.com](mailto:jagusti@pedelta.com)
- **Jose Vera Saura**  
ICCP. Pedelta. Bridge Specialist.  
[jvera@pedelta.com](mailto:jvera@pedelta.com)
- **Sergio Carratalá Lamarca**  
MSc, ICCP, PE. Pedelta. Structural Engineer.  
[scarratala@pedelta.com](mailto:scarratala@pedelta.com)

### KEY WORDS:

Footbridges, arch, stainless Steel, Canada, innovative .

### SUMMARY

Two pedestrian bridges have recently been built and opened to transit in the historical site of Fort York in Toronto, Canada. The two bridges for Pedestrian and Cycle use are stainless steel tied network arches with a distinctive pattern of crossing diagonal hangers and a triangular cross section profile. With a single arch rib inclined outwards at 18 degrees, the arch on each bridge is inclined in opposite directions. Both bridges span the rail corridors almost perpendicularly to minimize the crossing length.

The bridges are crossing over Metrolinx railway lines. The

substructure has been placed out of the right-of-way and fulfills the vertical and horizontal clearances required by Metrolinx.

These bridges are the first ones made in Duplex Stainless Steel for the entire structure in North America. They have been designed according to AISC Design Guide 27 and the structural Eurocodes.

The North Bridge is a single-span tied-arch of 52 m in length and has similar elevations at both ends. The rise of the arch above the deck level is only 9 m (rise to length ratio 1:5.8). The arch rib has a depth of 450 mm (depth to length ratio 1:115).

The hollow rib has a triangular cross-section 944 mm wide 450 mm deep. At the hanger connection points, a central web of 30 mm connects the fork pin with the webs and upper flange.

The arch is connected to the tie-girder at both ends and by two families of inclined hangers that cross each other once. The hangers are inclined 60 degrees to the horizontal in a network type configuration.

The 5 m wide deck is supported with a single arch angled outward in the east side and is subject to both bending and torsion under the asymmetric permanent and live loads. The steel tied-girder consists of a trapezoidal cross-section 3000 mm wide and a maximum of 800 mm deep.

The steel deck system is connected with a 180 mm minimum depth concrete slab on top. The slab acts in composite action with the box girder and ribs to take advantage of the two materials. Stainless steel rebars have been used for the reinforcement of this slab.

The South Bridge is similar to the North Bridge, with a V-shaped lower pier at one of its ends where it is monolithically connected to an access ramp and lookout made in reinforced concrete.



Figure 1. Aerial View render.



Figure 2. View of North Bridge looking South.

## Harley Street pedestrian bridge. From conceptual design to construction

- **Marcos Sánchez Sánchez**  
Ingeniero de Caminos. ARUP. Director.  
[marcos.sanchez@arup.com](mailto:marcos.sanchez@arup.com)
- **Robert Ryan**  
Civil Engineer. ARUP. Associate Director.  
[robert.ryan@arup.com](mailto:robert.ryan@arup.com)
- **Pawel Ogonowski**  
Civil Engineer. ARUP. Senior Bridge Engineer.  
[pawel.ogonowski@arup.com](mailto:pawel.ogonowski@arup.com)
- **Howard Costelloe**  
Civil Engineer. ARUP. Bridge Engineer.  
[howard.costelloe@arup.com](mailto:howard.costelloe@arup.com)

### KEY WORDS:

Pedestrian bridges, steel, concrete, dynamics, lightweight structures.

### ABSTRACT

Harley Street is a single span 66 m long pedestrian bridge located in the centre of Cork, Ireland, over the Lee river. The structural concept, a through deck central spine beam 1.6 m deep at midspan and 2.1 m at supports results in a very slender structure (a span to depth ratio of  $L/41$  at midspan  $L/33$  at supports). This is achieved by means of combining an arching effect due to the variation in location and depth of the beam, the membrane contribution of the flanges for pedestrian footpaths and the stiffness provided by the abutments which are made of two rows of 900mm diameter piles, hidden behind the quays.

The concept was the result of a collaboration between ARUP Ireland and architects Wilkinson Eyre and won the design competition design in December 2016. The bridge will be completed in July 2019.

Due to its lightweight nature, the bridge has significantly low vibration modes (3 vertical modes under 5 hz) which required specific footfall dynamic analysis to guarantee a correct dynamic behaviour under pedestrian loading.



Figura 1. General view of the pedestrian bridge.

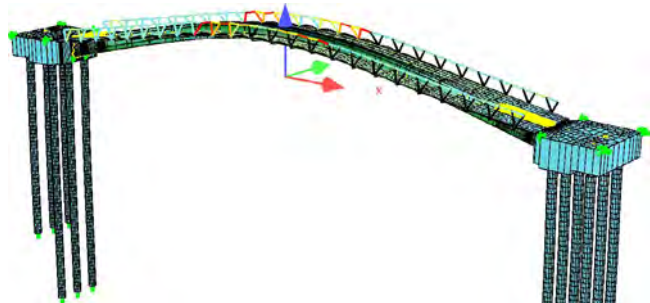


Figura 2. First vibration mode (2.7 Hz).

## Ingeniería de construcción de diversos puentes metálicos en América

- **Francisco Javier Jordán García**  
ICCP, PE, PEng. Pedelta. Director Técnico  
[jjordan@pedelta.com](mailto:jjordan@pedelta.com)
- **Juan A. Sobrino Almunia**  
Dr.ICCP, PE, PEng, ing. Pedelta. Director.  
[jvera@pedelta.com](mailto:jvera@pedelta.com)
- **Rafael De Oliveira Cabral**  
Ingeniero Civil. Pedelta. Responsable de Proyectos.  
[rcabral@pedelta.com](mailto:rcabral@pedelta.com)
- **Sergio Carratala Lamarca**  
ICCP, PE. Pedelta. Ingeniero especialista en puentes.  
[scarratala@pedelta.com](mailto:scarratala@pedelta.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente, metálico, mixto, ingeniería de construcción, Canadá, US, Guatemala.

### RESUMEN

Pedelta ha realizado recientemente la ingeniería de construcción de diversos puentes metálicos y mixtos en Norteamérica y Centroamérica. En esta comunicación se exponen los aspectos más relevantes de algunos de estos puentes, cuya construcción ya ha concluido.

El puente arco de Walterdale se encuentra ubicado en Edmonton, en Alberta. Se trata de un puente arco de 206 m de luz asimétrico transversalmente, con una pasarela peatonal en uno de sus lados. Los arcos metálicos sustentan tres planos de tirantes, dos para la zona vehicular y el tercero para la pasarela peatonal. El proyecto constructivo especificaba unas fuerzas finales en los tirantes y una geometría determinada para la rasante, con unas tolerancias muy estrictas para estos parámetros. Se ha estudiado y definido un proceso constructivo y de ajustes de fuerzas, que permitía el montaje del puente alcanzando el estado objetivo definitivo y adaptado a los medios constructivos del consorcio Constructor, incluyendo distintos escenarios para las temperaturas de montaje.

En los puentes de Ile des Soeurs, como parte de las obras del nuevo puente de Champlain en Montreal, Canadá, se ha estudiado el proceso constructivo y estabilidad de piezas y fases de montaje de dos puentes mixtos de vigas doble T de 490 y 460 m de longitud y vanos de luz máxima de 70 m, con un ancho variable alcanzando los 19.8 m. El fuerte esviaje y los estrictos requerimientos geométricos y de minimización de arriostamientos en montaje han obligado a la realización de estudios detallados incluyendo modelos de láminas para estudiar la estabilidad de subconjuntos en diversas fases constructivas. Adicionalmente se han diseñado los elementos de estabilización y apoyo temporal en zonas sobre pilas.

Por último, se ha diseñado y realizado la ingeniería de construcción de un puente empujado mixto en Guatemala, denominado puente Oxec. Se trata de un puente de 176 m de longitud y distribución de vanos de 49.5+77.0+49.5m. Adicionalmente al diseño del puente y análisis detallado de su empuje, incluyendo efectos de contraflechas y contragiros se han diseñado los elementos auxiliares de empuje y situaciones de cambio de apoyos. Se ha diseñado asimismo la nariz, que en este caso es una viga

de lama llena de canto variable con ala inferior ascendente hacia su extremo delantero para acomodar, sin necesidad de gatos auxiliares, la recuperación de flechas en punta a su apoyo en las diferentes líneas de apoyo durante el empuje.



Figura 1. Vista de la estructura metálica del puente Oxec durante su construcción en taller.



Figura 2. Vista del empuje del puente Oxec donde se aprecia la nariz de lanzamiento de canto variable.

## Interacción suelo-estructura y cálculo sísmico en el proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas)

- **Javier Muñoz-Rojas Fernández**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[jmrojas@cfcs.com](mailto:jmrojas@cfcs.com)
- **Borja Martín**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[bmartin@cfcs.com](mailto:bmartin@cfcs.com)
- **Sara Fernández**  
Ingeniera de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[smartin@cfcs.com](mailto:smartin@cfcs.com)
- **Pedram Manoucheri**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L. Universidad Politécnica de Madrid.  
[pmanoucheri@cfcs.com](mailto:pmanoucheri@cfcs.com)
- **Jose Manuel Domínguez**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[jmdominguez@cfcs.com](mailto:jmdominguez@cfcs.com)
- **Donata Trost**  
Ingeniera de Caminos. CFC Sucursal Perú-HUALCA.  
[dtrost@cfcs.com](mailto:dtrost@cfcs.com)

### PALABRAS CLAVE:

Atirantado, cálculo sísmico, variabilidad espacial, interacción suelo- estructura, impacto de barco.

### RESUMEN

El puente atirantado de Cebú-Cordova tiene 651.50 m de largo con una distribución de vanos de 5.75-60-65-390-65-60-5.75 y cuenta con un tablero de hormigón pretensado con sección cajón atirantado de dos torres verticales. La obra se encuentra en una zona de gran sismicidad y además presenta unas condiciones geológico-geotécnicas variables a lo largo de la traza. Por dicho motivo el cálculo sísmico se realizó teniendo en cuenta los efectos de la variabilidad espacial provocada por la heterogeneidad del suelo que condicionó en gran medida el dimensionamiento de elementos de la cimentación y sub-estructura. Por otro lado la cuantificación precisa de la interacción-suelo estructura fue igualmente crítico tanto para evaluar la respuesta global de la estructura con el modelo general como para hacer las comprobaciones y el dimensionamiento local de las cimentaciones para resistir cargas verticales y horizontales provenientes de la acción sísmica y de las cargas de impacto de barco. Estas últimas, con valores de hasta 110 MN dado que la obra se encuentra sobre un canal de navegación con intenso tráfico, fueron determinante en el diseño de varias de las cimentaciones.

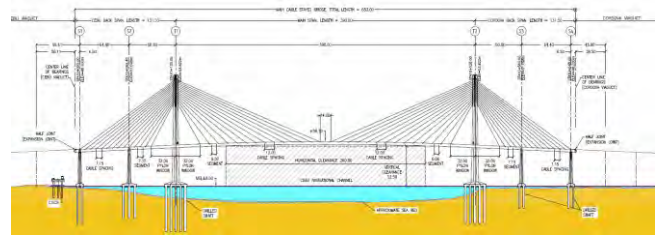


Figura 1. Alzado del puente.

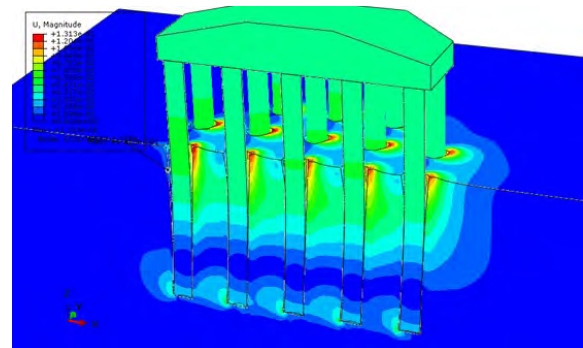


Figura 2. Vistas de algunos de los modelos empleados en el estudio de las cimentaciones.

## Modelos simplificados para análisis de puentes con dispositivos antisísmicos

- **Pablo Grandío Noche**  
Ingeniero De Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Ingeniero de Proyectos.  
[pgrandio@k2ingenieria.es](mailto:pgrandio@k2ingenieria.es)

- **Jorge Cascales Fernández**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director Técnico.  
[jcascales@k2ingenieria.es](mailto:jcascales@k2ingenieria.es)
- **Sergio Couto Wörner**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director General.  
[scouto@k2ingenieria.es](mailto:scouto@k2ingenieria.es)
- **Ricardo Rico Rubio**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director de Ingeniería.  
[rrico@k2ingenieria.es](mailto:rrico@k2ingenieria.es)

#### PALABRAS CLAVE:

Sismo, amortiguadores, apoyos pendulares, LRB, no linealidad.

#### RESUMEN

El proyecto de puentes con dispositivos antisísmicos es una práctica cada vez más habitual que permite diseñar estructuras que resistan los sismos de diseño en régimen elástico. Estos dispositivos permiten aumentar el amortiguamiento interno, y en algunos casos también el aislamiento, disminuyendo de esta forma los esfuerzos a los que se ve sometido un puente ante la acción sísmica, así como la necesidad de posteriores actuaciones de refuerzo debido a la formación de rótulas plásticas.

La disposición de estos elementos, con un marcado comportamiento no lineal, provoca que el análisis sísmico estructural se complique de una forma relevante al no ser válido ya el análisis espectral elástico. En este artículo se muestran una serie de modelos no lineales simplificados de muy pocos grados de libertad que permitieron realizar un adecuado dimensionamiento de los dispositivos antisísmicos limitando el coste de ingeniería.



Figura 1. Amortiguadores viscosos en Viaducto de Callosa-Cox.



Figura 2. Apoyos pendulares en viaducto sobre el Tránsito Tajo-Segura.

Además, se comparan también los resultados de los modelos simplificados con los modelos completos no lineales, realizados en una posterior fase de comprobación del diseño, para verificar la bondad del método propuesto.

Se presentan tres realizaciones para las que se ha seguido la metodología descrita. El viaducto de Callosa-Cox, perteneciente a la LAV Madrid-Levante constituye un ejemplo de utilización de amortiguadores viscosos conjuntamente con aparatos de neopreno en dirección longitudinal, empleando apoyos fijos para el sismo transversal.

En el viaducto sobre el Tránsito Tajo-Segura, de la LAV Madrid-Levante, el esquema resistente ante las cargas sísmicas se basa en el empleo de apoyos pendulares en pilas y estribos disponiendo topes transversales en estos últimos.

En el paso a desnivel sobre la Rotonda de Cabuya, actualmente en construcción, perteneciente al proyecto de Paso Vehicular a Intercambiador Vial José Agustín Arango, en Panamá, se utilizan apoyos de neopreno con núcleo de plomo para materializar el comportamiento resistente ante la acción del sismo.

## Neby Bru: una pasarela, tres sostenibilidades (Tynset, Noruega)

- **Pablo Tarín Benedito**  
Msc ICCP. Degree of Freedom. Ingeniero.  
[p.tarin@dofengineers.com](mailto:p.tarin@dofengineers.com)
- **Neus Planells Ripoll**  
Msc ICCP. Degree of Freedom. Ingeniero.  
[n.planells@dofengineers.com](mailto:n.planells@dofengineers.com)
- **Gaute Mo**  
MSc Sivilingeniør ICCP MRIF. Degree of Freedom. Director.  
[g.mo@dofengineers.com](mailto:g.mo@dofengineers.com)
- **Fernando Ibáñez Climent**  
Msc ICCP. Degree of Freedom. Director.  
[f.ibanez@dofengineers.com](mailto:f.ibanez@dofengineers.com)

#### PALABRAS CLAVE:

Pasarela, cable, colgante, madera, acero, celosía, sostenibilidad, impacto, social.

#### RESUMEN

Degree of Freedom ha prestado su colaboración a la localidad de Tynset (Noruega) para la redacción del proyecto de una pasarela colgante sobre el río Glomma. La pasarela volverá a conectar de forma directa el barrio de Neby con el resto de la ciudad, emplazándose sobre los cimientos de una antigua pasarela destruida durante la Segunda Guerra Mundial.

La nueva estructura consiste en una pasarela colgante de 90 m de longitud, con tres vanos de 30 m. El tablero está formado por dos celosías laterales conectadas en su plano inferior mediante vigas transversales, originando una sección abierta en la que las celosías sirven a su vez como barandillas. Para los elementos del tablero se han utilizado perfiles de madera maciza, conectados entre sí mediante chapas metálicas y pasadores. El tablero cuenta con un ancho útil de 1.50 m que se amplía a 5.00 m alrededor de las torres centrales mediante sendos balcones. Tanto los mástiles extremos como las torres centrales se realizan en madera laminada encolada.

Dado el enfoque social del proyecto, se ha optado por utilizar recursos y proveedores locales, buscando su colaboración a la hora de prestar sus servicios: desde los cables, que son proporcionados por una empresa noruega de ámbito europeo, hasta las chapas metálicas, que son realizadas por un taller local. Por otro lado, con el uso de la madera como principal material constructivo de la pasarela, se potencia una industrial local y con marcado beneficio ambiental.

Por último, está previsto que la pasarela sea ejecutada con mano de obra local, utilizando medios mecánicos disponibles en los alrededores, lo cual ha condicionado en gran medida la concepción del proceso constructivo

Así, puede afirmarse que el proyecto de Neby Bru genera un claro impacto social, fomentando la sostenibilidad desde tres puntos de vista: económico, ambiental, y social.



Figura 1. Vista de la pasarela peatonal de Neby.

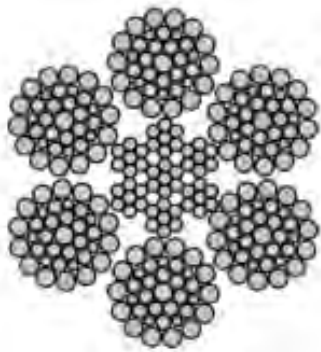


Figura 2. Sección de los cables principales.

## Nueva pasarela en el parque Torrent de la Font en Badalona

- **Manuel Reventós Rovira**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Enginyeria Reventós, SL. Administrador.  
[mreventos@ereventos.com](mailto:mreventos@ereventos.com)
- **Jaume Guàrdia Tomàs**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Enginyeria Reventós, SL. Jefe Departamento de Estructuras.  
[jguardia@ereventos.com](mailto:jguardia@ereventos.com)

### PALABRAS CLAVE:

Pasarela, urbano, arquitectura, acero, madera.

### RESUMEN

El proyecto del parque Torrent de la Font se ubica en el municipio de Badalona, entre los barrios de la Morera y de Bufalà. Este ámbito se encuentra entre dos zonas verdes, el Torrent de la Font i el Turó de l'Enric, su conexión configura un parque urbano.

Dentro de las actuaciones de mejora que ha planteado el Ayuntamiento, juntamente con el ente supramunicipal AMB (Área Metropolitana de Barcelona) se encuentra una intervención paisajística de casi 6000 m<sup>2</sup> y la construcción de una nueva pasarela para mejorar la conectividad de peatones entre los barrios de Bufalà y la Morera, separados por el Torrent de la Font. Esta conexión cobra más importancia ya que en el uno de los lados se encuentran tres equipamientos de entidad, dos Institutos y una Escuela de Arte y Diseño.

La longitud de la pasarela es de 40.29 m, cuenta con un vano único de 32.87 m de luz. Entre los dos estribos existe una diferencia de cota de 2.28 m, por lo que el recorrido tiene una pendiente constante menor al 6%. El ancho funcional es de 3.00 m.

La estructura se conforma por dos jácenas de acero tipo cajón de 1.5 m de canto, unidas entre ellas por la parte inferior por la plataforma funcional, de manera que la propia estructura hace de barandilla. El esquema estructural es apoyado en uno de los estribos y empotrado en el otro, este esquema poco habitual queda justificado por la adaptación arquitectónica de los accesos, donde se ha querido dar mayor peso en el lado empotrado haciendo que la propia estructura emerja del terreno. En cambio, en el otro lado la estructura apoya isostáticamente de manera que da una apariencia de no tocar el suelo.



Figura 1. Imagen de la nueva pasarela del parque del Torrent de la Font.

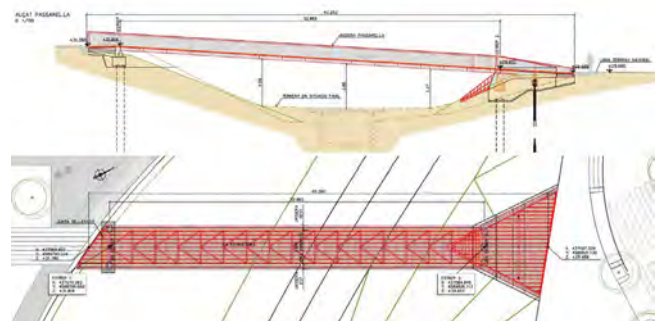


Figura 2. Alzado y planta de la pasarela.

---

## Nuevo puente de Karabel sobre el río Urumea en Hernani

- **Javier Muñoz-Rojas Fernández**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[jmrojas@cfcsl.com](mailto:jmrojas@cfcsl.com)
- **Sara Fernández Alonso**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[sfernandez@cfcsl.com](mailto:sfernandez@cfcsl.com)
- **Miguel Salaverría**  
Ingeniero de Caminos. IKAUR S.L.  
[miguel@ikaur.com](mailto:miguel@ikaur.com)
- **Asier Gárate**  
Ingeniero de Caminos. Construcciones Mariezcurrena.  
[asier.garate@mariezcurrrena.com](mailto:asier.garate@mariezcurrrena.com)
- **Iñigo Gastaminza**  
Ingeniero de Caminos. Construcciones Mariezcurrena.  
[iñigo.gastaminza@mariezcurrrena.com](mailto:iñigo.gastaminza@mariezcurrrena.com)

### PALABRAS CLAVE:

Arco autoanclado, arco metálico, arco inclinado, tablero mixto.

### RESUMEN

La Consejería de Medio Ambiente y Política Territorial del Gobierno Vasco y la Agencia Vasca del Agua-URA ha realizado un plan de actuaciones para reducir los problemas ocasionados por las riadas en la cuenca del río Urumea. El plan contempla la sustitución de puentes, encauzamientos y adecuación de meandros con objeto de mejorar la dinámica fluvial en las zonas más afectadas por las avenidas.

El nuevo puente de Karabel se enmarca en esta actuación reemplazando una obra de fábrica de principios del S. XX cuya reducida sección obstaculizaba de forma marcada el flujo del río Urumea a su paso por Hernani provocando inundaciones en una zona urbanizada de su margen derecha.

El nuevo puente, situado paralelo y aguas arriba del antiguo, debía saltar de lado a lado evitando apoyos intermedios en el cauce. Se seleccionó una solución en puente arco autoanclado con tablero inferior de 52 metros de luz y 8 m de flecha (1/7L). Se disponen sendos arcos en los laterales inclinados 25° hacia el exterior con sección rectangular de dimensiones 500 mm x 700 mm, con bordes achaflanados. Su gran esbeltez se validó con cálculos no lineales que confirmaron la estabilidad de la solución.

El tablero se cuelga del arco por medio de péndolas formadas por barras de acero de alta resistencia con extremos articulados con horquillas.

El tablero se conforma con un emparrillado de vigas transversales doble "T" de 600 mm cada 4.25 m conectadas lateralmente a las vigas longitudinales de borde. Estas son secciones cerradas con forma asimilable a una "J" que actúan también como tirantes recogiendo el empuje de los arcos.

La plataforma se materializa con una losa de 22 cm de hormigón armado, ejecutada sobre prelosas prefabricadas de 8 cm, conectada con pernos a las vigas transversales.

El puente se apoya sobre aparatos circulares de neopreno zunchado, apoyados en pilastras prolongadas por sendos pilotes de 1.50 m. Los estribos se realizan con muros de escollera con rellenos de hormigón en masa que liberan de empujes de tierras a las pilastras.

La operación de montaje de la obra fue singular: la estructura metálica del puente se ensambló de forma completa en la margen derecha sobre castilletes. A continuación se cargó sobre *dollys* y fue trasladada por encima del puente actual hasta quedar paralela a su posición final. Posteriormente fue izada de los extremos con sendas grúas y depositada en su situación definitiva.



Figura 1. Vista de la obra terminada



Figura 2. Vista del puente sustituido.

---

## Nuevo puente móvil de desplazamiento vertical en la isla de Pamban en India

- **Ginés Ladrón De Guevara Méndez**  
Ingeniero de Caminos. MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA). Director de Proyectos.  
[gines@mc2.es](mailto:gines@mc2.es)
- **Alberto Curbelo Díaz**  
Ingeniero de Caminos. MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA). Ingeniero.  
[alberto.curbelo@mc2.es](mailto:alberto.curbelo@mc2.es)
- **José Luis Sánchez Jiménez**  
Ingeniero de Caminos. TYPSA. Director del Departamento de Estructuras.  
[jlsanchez@typsa.es](mailto:jlsanchez@typsa.es)
- **Álvaro Serrano Corral**  
Ingeniero de Caminos. MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA). Director Técnico.  
[alvaro.serrano@mc2.es](mailto:alvaro.serrano@mc2.es)

### PALABRAS CLAVE:

Puente, móvil, desplazamiento vertical, ferrocarril, metálico, celosía Warren, cimentación profunda.





Figura 1. Estado actual del puente de la isla de Pamban.



Figura 2. Imagen del nuevo puente móvil de la isla de Pamban.

## RESUMEN

El histórico puente de Pamban, con 105 años de antigüedad, es un viaducto ferroviario de vía única sin electrificar de 2 km de longitud que atraviesa el estrecho de Palk, conectando la isla de Pamban con el continente en el estado de Tamil Nadu (India). El elemento de mayor singularidad es su tramo móvil formado por dos hojas basculantes de tipo “Scherzer” de 66.5 m de luz total. Las graves patologías detectadas en el puente obligan a desmantelarlo completamente. El proyecto constructivo realizado contempla su sustitución por un nuevo puente móvil de desplazamiento vertical preparado para una futura doble vía y la electrificación de la línea. Las obras se han iniciado en el mes de noviembre de 2019 y está prevista su finalización a finales del año 2020.

El tablero móvil del puente está constituido por un único vano de 75.7 m de luz compuesto por dos celosías laterales metálicas de tipo Warren de canto variable. La plataforma, de 10.3 m de ancho, está formada por un conjunto de vigas transversales apoyadas en el cordón inferior de las celosías laterales.

El desplazamiento vertical del tablero se efectúa mediante la actuación de cuatro grupos de cables de acero galvanizado y sendos grupos de poleas de 3 m de diámetro los cuales, accionados por motores eléctricos, elevan y descienden el tablero móvil, con la colaboración de dos contrapesos que equilibran el 100% del peso del tablero. Los sistemas de poleas, maquinaria y contrapesos se ubican en la parte superior de dos torres situadas en cada extremo del vano. Cada una de las torres está formada por dos fustes verticales, un dintel superior en el que se encuentran las salas de maquinaria y de control, formando así un sistema de tipo pórtico en la dirección transversal; y dos puntales dorsales inclinados que proporcionan estabilidad en la dirección longitudinal.

## Nuevo Puente Pumarejo sobre el río Magdalena en Colombia. Aspectos relevantes del cálculo del nuevo proceso constructivo

- **Francisco Millanes Mato**  
Doctor Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Presidente.  
[francisco.millanes@ideam.es](mailto:francisco.millanes@ideam.es)
- **Miguel Ortega Cornejo**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Director de Ingeniería.  
[miguel.ortega@ideam.es](mailto:miguel.ortega@ideam.es)
- **Fernando Ruano Parra**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Jefe de proyectos.  
[fernando.ruano@ideam.es](mailto:fernando.ruano@ideam.es)
- **Jorge Miguel Montero Borja**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM SA. Ingeniero proyectista.  
[jorgemiguel.montero@ideam.es](mailto:jorgemiguel.montero@ideam.es)
- **Iván Toribio Sánchez**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM SA. Ingeniero proyectista.  
[ivan.toribio@ideam.es](mailto:ivan.toribio@ideam.es)
- **Jokin Ugarte González**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Jefe de proyectos.  
[jokin.ugarte@ideam.es](mailto:jokin.ugarte@ideam.es)
- **Alberto Suz Maroto**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM SA. Ingeniero proyectista.  
[alberto.suz@ideam.es](mailto:alberto.suz@ideam.es)
- **David Ordín Barrabés**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. SACYR. Jefe de Oficina Técnica.  
[dordin@sacyr.com](mailto:dordin@sacyr.com)

## PALABRAS CLAVE:

Puente atirantado, proceso constructivo, sección evolutiva, avance en voladizo, autocimbra.

## RESUMEN

El Nuevo Puente Pumarejo es un puente atirantado ubicado en las proximidades de la desembocadura del río Magdalena en Barranquilla, Colombia. Tiene una luz principal de 380 m y vanos tipo de 70 m. La longitud total es de 2170 m sin juntas, repartidos en margen izquierda, tramo atirantado y margen derecha. Con 38.1 m de anchura, es uno de los puentes atirantados más anchos del mundo. Su construcción ha sido llevada cabo por el Consorcio SES, liderado por Sacyr, para el cual IDEAM desarrolló el proyecto constructivo del puente.

El proceso constructivo del tramo atirantado vino condicionado por las dimensiones y la ejecución “in-situ” del tablero, así como por los ajustados plazos exigidos. Todo ello llevó al Consorcio SES a plantear la construcción de la sección cajón del tablero por avance en voladizo simétrico con dovelas de hormigón de 10 m (entre las mayores realizadas en su tipología), ejecutando mediante este método el tablero hasta el centro del vano principal y hasta los viaductos de acceso. La sección se completaba mediante sendos carros de alas avanzando 3 dovelas por detrás del carro de avance.

El proceso constructivo de la sección cajón de los viaductos de acceso se realizó mediante autocimbra en fases de 70 m. La gran anchura del tablero exigió la realización de las alas en un proceso independiente mediante carro de alas. La sección cajón tuvo una construcción altamente evolutiva, con múltiples secciones parciales y fases de entrada del pretensado. En

la margen izquierda entroncaban 2 ramales y 2 pasarelas, cuya unión con el puente principal se materializó mediante complejas soluciones que debían considerar la construcción de la sección cajón del puente principal mediante autocimbra.

El artículo incidirá en los aspectos más relevantes del cálculo del nuevo proceso constructivo y en los detalles singulares del mismo.



Figura 1. Vista de los viaductos de acceso en construcción (foto: David Ruiz).



Figura 2. Vista del tramo atirantado en construcción (foto: David Ruiz).

## Nuevo Puente Pumarejo sobre el río Magdalena en Colombia. Estudio de sensibilidad multivariable de análisis del proceso constructivo del tramo atirantado

- **Francisco Millanes Mato**  
Doctor Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Presidente.  
[francisco.millanes@ideam.es](mailto:francisco.millanes@ideam.es)
- **Miguel Ortega Cornejo**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Director de Ingeniería.  
[miguel.ortega@ideam.es](mailto:miguel.ortega@ideam.es)
- **Jokin Ugarte González**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Jefe de proyectos.  
[jokin.ugarte@ideam.es](mailto:jokin.ugarte@ideam.es)
- **Alberto Suz Maroto**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM SA. Ingeniero proyectista.  
[alberto.suz@ideam.es](mailto:alberto.suz@ideam.es)

### PALABRAS CLAVE:

Puente atirantado, proceso constructivo, sección evolutiva, avance en voladizo, estudio de sensibilidad.

### RESUMEN

El Nuevo Puente Pumarejo es un puente atirantado ubicado en las proximidades de la desembocadura del río Magdalena en Barranquilla, Colombia. Tiene una luz principal de 380 m y 38.1 m de anchura, situándolo como uno de los puentes atirantados más anchos del mundo. La ejecución del tramo atirantado se llevó a cabo por avance en voladizo simétrico desde los pilonos, mediante dovelas de hormigón *in-situ* de 10 m de longitud, entre las mayores ejecutadas en su tipología. Su construcción ha sido llevada a cabo por el Consorcio SES, liderado por Sacyr, para el cual IDEAM desarrolló el proyecto constructivo del puente.

La complejidad del proceso constructivo y la cantidad de operaciones simultáneas que debían controlarse, condujo a plantear la realización de un estudio de sensibilidad multivariable previo a la construcción. Las variables del estudio se establecieron tanto considerando los parámetros cuya variación tuviera una influencia importante en las deformaciones o esfuerzos del puente (peso del tablero, fuerzas de tesado...), como aquellos parámetros susceptibles de sufrir variaciones importantes respecto a su valor nominal (módulo de elasticidad del hormigón...). El rango de variación de cada parámetro se estableció basándose en un análisis estadístico específico. Finalmente, el análisis independiente de todas las variables se postprocesó para la definición de una metodología de control de la ejecución del tramo atirantado, mediante el uso de curvas de control con diferentes grados de importancia.

Con todo, el estudio de sensibilidad permitió prever las diferentes desviaciones que pudieran producirse en obra y preestablecer unos mecanismos de control y de corrección adecuados de las fuerzas de tesado de los tirantes y de las contraflechas del tablero. El artículo incidirá en los aspectos más relevantes del estudio de sensibilidad y de la metodología de control desarrollada de forma previa al comienzo de la ejecución del tramo atirantado.

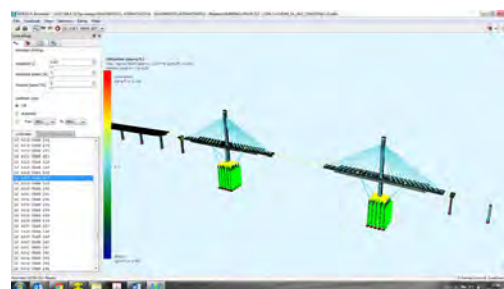


Figura 1. Vista del modelo del estudio de sensibilidad en una de las fases previas a la llegada a la pila de retenida.

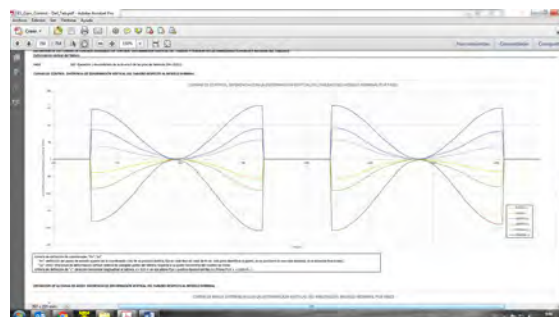


Figura 2. Curvas de control del tablero desarrolladas en el Estudio de Sensibilidad.

## Nuevo puente sobre el río Paraguay en Asunción

- **Luis Carrillo Alonso**  
Dr Ingeniero de Caminos C. y P. Acciona Ingeniería. Jefe Departamento Estructuras Obra Civil y Hormigón.  
[luis.carrillo.alonso@acciona.com](mailto:luis.carrillo.alonso@acciona.com)
- **Jaime Ruiz-Ruano Alvarez**  
Ingeniero de Caminos C. y P. Acciona Ingeniería. Ingeniero de proyecto.  
[jaimebasilio.ruizruano.alvarez@acciona.com](mailto:jaimebasilio.ruizruano.alvarez@acciona.com)
- **Mariano Martín Cañueto**  
Ingeniero de Caminos C. y P. Acciona Ingeniería. Jefe División de estructuras.  
[mariano.martin.canueto@acciona.com](mailto:mariano.martin.canueto@acciona.com)
- **Manuel Jesús Marín Díaz**  
Ingeniero de Caminos C. y P. Acciona Ingeniería. Ingeniero de proyecto.  
[mjmarind@acciona.com](mailto:mjmarind@acciona.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente atirantado, voladizos sucesivos, pilono, atirantamiento, jabalcón.

### RESUMEN

El Gobierno de Paraguay, en vistas del crecimiento de la ciudad y de la saturación del tráfico rodado sobre el único puente existente sobre el río Paraguay, ha decidido proyectar un nuevo cruce.

El cauce del río Paraguay cuenta con un ancho en época de estiaje de unos 700 m, el cual puede aumentar en época de lluvias a unos 1500 m, debiéndose además respetar un tramo central navegable de 150x30 m. El volumen del tráfico a soportar implicaba disponer un tablero de 28.50 m de ancho. Estos condicionantes planteaban la necesidad de una estructura que se dividía en tres tramos diferenciados: un primer tramo de acceso desde Asunción, el puente principal sobre el cauce navegable y un tramo de acceso desde la orilla opuesta a Asunción sobre la zona inundable del río.

En fases preliminares del estudio se analizaron alternativas para el vano principal: tableros sección cajón sencillo o dobles para ejecución por voladizos, celosías metálicas empujadas, tableros extradados y puentes atirantados de pilono sencillo o doble.

Las alternativas que se juzgaron más adecuadas fueron el tablero en sección cajón con un vano principal de 180 m de luz y el puente atirantado de doble pilono y 260 m de luz.

La primera alternativa presentaba un esquema de luces de 90+180+90 m. La sección adoptada consistía en un cajón con un núcleo de 10.60 m de ancho el cual se ampliaba hasta los 28.45 m necesarios de plataforma mediante el uso de jabalcónes. Los cantos previstos eran un mínimo de 4.00 m en centro del vano principal y de 9.00 m sobre las pilas intermedias.

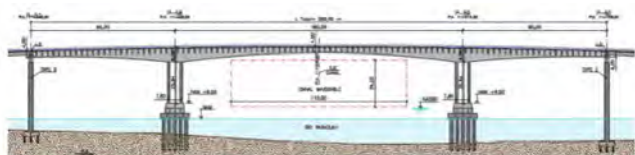


Figura 1. Solución alternativa con cajón único.

La alternativa atirantada, finalmente seleccionada, se conformaba por un tablero de hormigón de canto constante de 2.45 m,

suspendido de sus bordes mediante dos familias de cables en semiarpa que acometían contra un pilono en diamante con fuste central único.



Figura 2. Imagen futura del puente atirantado una vez construido y ya en servicio.

## Nuevo viaducto sobre el río Júcar en Cullera: concepción y diseño

- **Ricardo Rico Rubio**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director de Ingeniería.  
[rrico@k2ingenieria.es](mailto:rrico@k2ingenieria.es)
- **Sara Valor González**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Ingeniera de Proyectos.  
[svalor@k2ingenieria.es](mailto:svalor@k2ingenieria.es)
- **Sergio Couto Wörner**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director General.  
[scouto@k2ingenieria.es](mailto:scouto@k2ingenieria.es)
- **Conchita Lucas Serrano**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Jefe de Departamento.  
[clucass@ggravityeng.com](mailto:clucass@ggravityeng.com)
- **Luis Sopeña Corvinos**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Ingeniero Estructural Senior.  
[lsopenac@ggravityeng.com](mailto:lsopenac@ggravityeng.com)
- **Juan Jesús Álvarez Andrés**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Jefe de Puentes y Estructuras de obra civil.  
[jjalvarez@ggravityeng.com](mailto:jjalvarez@ggravityeng.com)

### PALABRAS CLAVE:

Arco, bow-string, acero, mixto, Júcar, empujado, SPMT, péndola, estabilidad transversal.

### RESUMEN

Se ha diseñado un puente de tipología de doble arco tipo bow-string de 90 m de luz para materializar el paso de la Autovía A-38 sobre el río Júcar. Longitudinalmente se ha planteado una configuración continua de 5 vanos con una longitud total de 216 m (27+36+90+36+27 m).

El ancho de tablero incluye un posible futuro ensanchamiento de la calzada, permitiendo la incorporación de un carril adicional por sentido. Esta configuración transversal obliga a mantener un ancho libre entre arcos de 29.00 m.

La estructura resistente longitudinal se dispone por el exterior de la calzada y está formada por dos cajones metálicos de sección rectangular y canto constante de 1.65 m, excepto en la zona de arranque de los arcos en la que el canto asciende a 2.85 m. Esta variación queda integrada en el arranque de ambos arcos.

La flecha de los arcos es de 15.00 m, con una relación flecha/luz de 1/6. Se ha concebido un arco con directriz parabólica en su tramo central y recta en sus extremos, de manera que el anclaje de las péndolas (14 en cada arco y dispuestas por parejas) se sitúa sobre el tramo central. Con este esquema las péndolas se abanican aproximándose entre sí en su parte superior. Esta configuración no es una forma “caprichosa” de dotar a la estructura de un aspecto formal determinado, sino que responde a un esquema resistente racional.

Los arcos se han proyectado exentos debido a la anchura que los separa, dotándolos de una inercia transversal elevada para evitar problemas de inestabilidad.

La importante luz transversal es salvada mediante vigas transversales metálicas con sección doble T y canto variable, conectadas a una losa de hormigón que materializa la plataforma del tablero.

Se ha realizado el lanzamiento del tablero mediante plataformas autopropulsadas (SPMT) evitando cualquier afección sobre el cauce del Júcar.



Figura 1: Vista general del viaducto sobre el Río Júcar.



Figura 2. Ejecución de la prueba de carga estática.

## Pasarela mixta sobre M-503 en Pozuelo de Alarcón (Madrid)

- **Ramón Sánchez De León**  
Ingeniero de Caminos. ESTUDIO AIA. Director de Obra Civil.  
[rsanchezdeleon@estudioaia.com](mailto:rsanchezdeleon@estudioaia.com)

- **Alberto Herrera Gómez**  
Ingeniero de Caminos. ESTUDIO AIA. Departamento de Estructuras.  
[aherrera@estudioaia.com](mailto:aherrera@estudioaia.com)
- **Francisco Sánchez De León**  
Arquitecto. ESTUDIO AIA. Director de Arquitectura.  
[fsanchezdeleon@estudioaia.com](mailto:fsanchezdeleon@estudioaia.com)

### PALABRAS CLAVE:

Artesa, acero, tráfico, confort, vibraciones.

### RESUMEN

El objeto de la pasarela es dar continuidad peatonal y ciclista a la avenida de Pablo VI, en su cruce sobre la autovía M-503 en Pozuelo de Alarcón (Madrid). La actual intersección está resuelta mediante un enlace con una glorieta superior sobre la autovía, lo que es muy incómoda para el tráfico peatonal y ciclista, obligando a los peatones a cruzar los ramales del enlace y pasar por unas aceras muy reducidas.

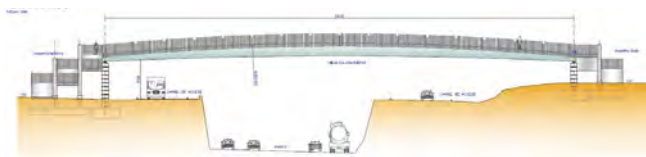
Esto se resuelve con una pasarela constituida por una viga biapoyada de canto variable sobre el propio enlace de la M-503, a la que se accede por rampas laterales paralelas a la autovía. Se diseña con una longitud de 66,00 mts en vano único. El tablero se compone de una viga cajón metálica con una losa superior de hormigón, conformando una sección estructural mixta.



Figura 1. Planta de ubicación de la pasarela en el enlace en la M-503.

El tablero tiene un canto variable desde 1.10 metros en los estribos hasta 1.85 m en el centro de la viga y una geometría curva en alzado para darle mayor expresividad, sin superar en ningún momento la pendiente límite del 6%. Esta variación de canto se genera hacia arriba, en vientre de pez invertido, lo que da una apariencia más agradable de la misma. La pasarela es muy esbelta con una relación canto/luz de 1/36 en el centro del vano. La anchura útil es de 4.00 m, que se divide en 2.00 m para ciclistas y 2.00 m para peatones. El gálibo mínimo de la pasarela sobre los carriles del enlace es de 5.50 mts y de 14.00 m sobre la M-503 soterrada.

Debido a su importante luz para un vano biapoyado se ha realizado un exhaustivo cálculo de aceleraciones producidas por peatones en la pasarela siguiendo el anexo de Reino Unido al Eurocódigo 0, cuyas conclusiones se detallan en la ponencia.



## *Pasarela para acceso a centro comercial Marineda (A Coruña)*

- **Jorge Cascales Fernández**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director Técnico.  
[jcascales@k2ingenieria.es](mailto:jcascales@k2ingenieria.es)
- **Ricardo Rico Rubio**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director de Ingeniería.  
[rrico@k2ingenieria.es](mailto:rrico@k2ingenieria.es)
- **Sergio Couto Wörner**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director General.  
[scouto@k2ingenieria.es](mailto:scouto@k2ingenieria.es)
- **Pablo Grandío Noche**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Ingeniero de Proyectos.  
[pgrandio@k2ingenieria.es](mailto:pgrandio@k2ingenieria.es)

### **PALABRAS CLAVE:**

Estructura mixta, esbeltez, pasarela, puente integral.

### **RESUMEN**

Para salvar el paso sobre una de las vías de acceso a la ciudad de A Coruña se ha diseñado una pasarela peatonal y ciclista que, sin apoyar sobre la mediana, soluciona el paso a nivel mediante un único salto con un tablero de formas suaves y esbeltas.

Los estrictos condicionantes de la zona, en cuanto a gálibo sobre la vía inferior principal y sus ramales, han motivado el canto máximo del tablero en su zona central. De esta manera, y con la premisa de evitar disponer estructura por encima de la rasante para limitar el impacto visual, se define una viga esbelta de 55 metros de radio en planta con una luz principal central empotrada en los vanos laterales que se resuelven por medio de unas células o marcos de empotramiento.

La luz principal de la estructura es de 85.8 metros y el ancho de 4.00 metros, que se reduce hasta un ancho útil de 3.70 metros, una vez descontado el espacio ocupado por las barandillas. El tablero está formado en su vano principal por una viga mixta de 1.00 metro de canto mínimo y

1.75 metros de canto máximo, mientras que en los vanos laterales el tablero es de hormigón postesado de canto variable, con un valor máximo de 1.90 metros y mínimo de 1.00 metro. La sección de la viga mixta está formada por un cajón metálico cerrado materializado a partir de una chapa inferior curva de

radio variable y una chapa superior, conectada con una losa superior de

0.20 metros de espesor y 1.5% de bombeo transversal.

El cajón metálico cerrado debido a sus reducidas dimensiones se plantea como estanco evitando la necesidad de realizar mantenimiento en el interior del mismo.



Figura 1. Visualización de la pasarela.



Figura 2. Vista de un vano lateral durante la construcción.

## *Pasarela peatonal en la barriada de Miramar sobre la N-352 y nuevo acceso a la playa (Ceuta). Aspectos singulares de diseño y cálculo*

- **Pedro Sierra García**  
Ingeniero de Caminos, C. y P. Ciudad Autónoma de Ceuta (Consejería Fomento). Ingeniero de la Ciudad.  
[psiegar@ciccp.es](mailto:psiegar@ciccp.es)
- **Alejandro Castillo Linares**  
Ingeniero de Caminos, C. y P. ACL Diseño y Cálculo de Estructuras S.L. Director Gerente.  
[acastillo@acl-estructuras.com](mailto:acastillo@acl-estructuras.com)
- **Guillermo Montero Poyatos**  
Ingeniero de Caminos, C. y P. ACL Diseño y Cálculo de Estructuras S.L. Director de proyectos.  
[gmontero@acl-estructuras.com](mailto:gmontero@acl-estructuras.com)
- **Francisco Javier Arnaiz Seco**  
Arquitecto. Ciudad Autónoma de Ceuta (Consejería Fomento). Arquitecto Municipal.  
[jarnaiz@ceuta.es](mailto:jarnaiz@ceuta.es)

## PALABRAS CLAVE:

Pasarela, metálica, singular, voladizos, proyecto, cálculo, pilono, accesibilidad.

## RESUMEN

La Ciudad Autónoma de Ceuta ha ejecutado durante 2018 y 2019 la nueva Pasarela Peatonal sobre la N-352 y Nuevo Acceso a la Playa, que mejorará la accesibilidad peatonal entre la barriada de Miramar y la Playa de Miramar, así como la comunicación entre ambos márgenes de la carretera.

La pasarela está constituida por una viga metálica que cruza sobre la carretera, y que, tras el apoyo en el pilono principal, se prolonga en un voladizo de 20.8 m de longitud, ayudada por un par de tirantes metálicos, desembarcando a la cota del nuevo paseo marítimo.

De forma paralela a la carretera se dispone la rampa que permite bajar desde el paseo hasta la playa, apoyada sobre el mismo pilono. Se trata de dos voladizos de 30.4 m de longitud, esviados respecto al tramo principal de la pasarela.



Figura 1. Vista general desde la playa de la pasarela.

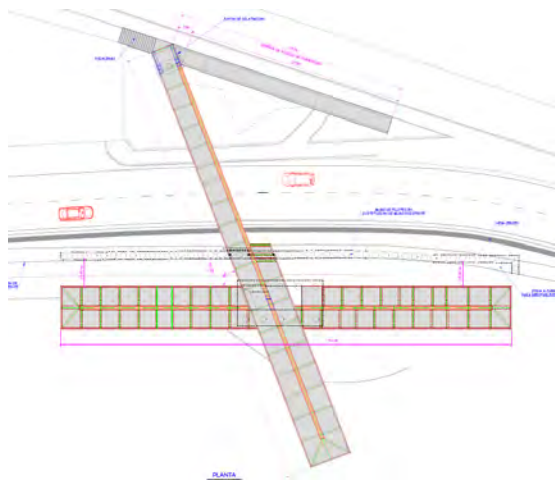


Figura 2. Planta de la pasarela.

La sección transversal se resuelve con una viga metálica de sección cajón de 50 cm de anchura y 1.45 m de canto, a la que se conecta en voladizo el forjado de paso peatonal. La anchura total de la pasarela es de 3.0 m, con 0.5 m correspondientes a la viga de canto y 0.15 m a la viga de borde sobre la que apoya la barandilla peatonal, de modo que resulta una anchura libre para el paso peatonal de 2.35 m.

El apoyo principal del tablero de la pasarela y la rampa volada se realiza sobre un pilono situado en la playa, cimentado profundamente. El pilono posee un tramo superior metálico que se suelda y solidariza a la viga metálica de canto de la pasarela, y un tramo inferior mixto.

El diseño y el cálculo presenta aspectos singulares en lo que respecta a los largos voladizos, la conexión de los vuelos al pilono y el proceso constructivo y de montaje.

## *Pasarela peatonal entre el Paseo de la Marina Española y el Parque Marítimo del Mediterráneo (Ceuta). Aspectos singulares de diseño y cálculo*

- **Pedro Sierra García**  
Ingeniero de Caminos, C. y P. Ciudad Autónoma de Ceuta (Consejería Fomento). Ingeniero de la Ciudad.  
[psiegar@ciccp.es](mailto:psiegar@ciccp.es)
- **Alejandro Castillo Linares**  
Ingeniero de Caminos, C. y P. ACL Diseño y Cálculo de Estructuras S.L. Director Gerente.  
[acastillo@acl-estructuras.com](mailto:acastillo@acl-estructuras.com)
- **Guillermo Montero Poyatos**  
Ingeniero de Caminos, C. y P. ACL Diseño y Cálculo de Estructuras S.L. Director de proyectos.  
[gmontero@acl-estructuras.com](mailto:gmontero@acl-estructuras.com)
- **Francisco Javier Arnaiz Seco**  
Arquitecto. Ciudad Autónoma de Ceuta (Consejería Fomento). Arquitecto Municipal.  
[jamaiz@ceuta.es](mailto:jamaiz@ceuta.es)

## PALABRAS CLAVE:

Pasarela, atirantada, curva, asimétrica, extradosada, proyecto, cálculo.

## RESUMEN

Se trata de una estructura de carácter singular con la que se ha dado acceso directo desde el Paseo de la Marina Española al Parque Marítimo del Mediterráneo, obra de César Manrique. La estructura cruza sobre la carretera actual y sobre sendos paseos situados en ambos márgenes de la carretera.

La solución planteada es de una pasarela atirantada, con la que se evita cualquier tipo de apoyo intermedio y se reduce al máximo el canto del tablero, debido a lo estricto que es el gálibo vertical disponible sobre la actual carretera.

La losa del tablero es de hormigón armado, de 50 cm de espesor con bordes achaflanados con carácter estético. Posee una planta irregular, con anchura variable entre 20 m y 4.4 m, describiendo alineaciones curvas que unen entre sí dos tramos ortogonales en planta.

En el lado del Parque Marítimo se dispone el pilono, de geometría singular, inclinado unos 20° respecto a la vertical y cimentado con micropilotes. Posee un canto longitudinal variable creciente con geometría curva desde la cabeza a la cimentación, y canto transversal constante de 1.0 m. De la cabeza del pilono nacen 7 tirantes de barras que sostienen el tablero en el lado interior de la curva. La cabeza del pilono es de estructura mixta, constituida por una chapa metálica exterior rigidizada.

En el lado del Paseo de la Marina, en el que la anchura de la pasarela es de unos 20 m, se disponen 2 pilas alineadas con la carretera inferior, también cimentadas con micropilotes, compuesta cada una de ellas por dos tubos metálicos describiendo forma de V en alzado.

El diseño y el cálculo presenta aspectos singulares en lo que respecta al atirantamiento asimétrico, la conexión de los tirantes al pilono y el proceso constructivo y de montaje.



Figura 1. Vista general de la pasarela construida desde Paseo de la Marina.



Figura 2. Vista de la pasarela desde la vía inferior.

## Paso superior sobre la autovía Mudéjar en Sabiñánigo

- **Juan Luis Bellod Thomas**  
Ingeniero de CCyP. CESMA Ingenieros S.L. Director General.  
[cesma@cesmaing.com](mailto:cesma@cesmaing.com)

### PALABRAS CLAVE:

Proyecto y cálculo de paso superior, estructura mixta integral, canto variable, estribo singular.

### RESUMEN

Dentro del proyecto de la nueva autovía Mudéjar (A-23), en su tramo Caldearenas-Lanave, se proyectó un paso superior, denominado 3.6, constituido por una estructura mixta integral con un único vano de 39.5 m de luz. La longitud total de la estructura, incluidos los estribos de hormigón armado, es de 53.5 m, siendo el ancho total del tablero de 10.26 m, en el que se incluye una calzada de dos carriles y 7 m de anchura, dos arcenes de 1 m de anchura y dos barreras de 0.63 m. La tipología mixta del tablero está formada por un cajón metálico de canto variable y tres almas, y una losa de hormigón armado ejecutada sobre un encofrado perdido de chapa grecada en la zona entre almas del cajón metálico y mediante encofrado sobre cimbra en ambos voladizos, cuya anchura es de 2.75 m. El canto del cajón varía entre 1 m en el centro de vano y 2 m en la sección de empotramiento en estribos, siendo su anchura constante de 4.7 m. El canto máximo de la losa de hormigón es de 0.28 m en el centro y disminuye hasta los 0.2 m en los bordes para formalizar un bombeo de 2%. Los estribos tienen una longitud

total de 7 m y presentan tres fustes longitudinales (uno debajo de cada alma del cajón) y dos muros de cierre transversal, que dan lugar a un recinto cerrado que se rellena de grava para garantizar la estabilidad del conjunto. La cimentación es de tipo superficial con zapatas apoyadas directamente sobre el terreno competente. La conexión tablero-estribo se formaliza mediante el anclaje de la armadura del tablero y mediante la prolongación del cajón metálico, que queda embebido dentro de los muros de los estribos.



Figura 1. Vista general del paso superior.



Figura 2. Trabajos de colocación del cajón metálico mediante grúa.

## Proceso constructivo y medios auxiliares del viaducto sobre el río Virilla en San José, Costa Rica

- **Miguel Ortega Cornejo**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Director de Ingeniería.  
[miguel.ortega@ideam.es](mailto:miguel.ortega@ideam.es)
- **Jokin Ugarte González**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Jefe de proyectos.  
[jokin.ugarte@ideam.es](mailto:jokin.ugarte@ideam.es)
- **Beatriz Ibáñez Delgado**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Ingeniero Proyectista.  
[beatriz.ibanez@ideam.es](mailto:beatriz.ibanez@ideam.es)
- **Piero Facchini**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. COPISA. Jefe de oficina técnica.  
[piero.facchini@copisa.es](mailto:piero.facchini@copisa.es)
- **Antonio Carmona Herrero**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. COPISA. Jefe de obra.  
[antonio.carmona@copisa.es](mailto:antonio.carmona@copisa.es)

## PALABRAS CLAVE:

Puente pórtico, puente mixto, puente lanzado, abatimiento de pilas.

## RESUMEN

El viaducto sobre el río Virilla en San José, Costa Rica, es un puente pórtico con tablero mixto de canto variable y pilas metálicas que cruza sobre la escarpada depresión del río Virilla al norte de la capital costarricense. Se trata de un puente de 2 carriles con una longitud total de 132.66 m repartidos en 3 vanos de luces 39.5+54+39.16, que pretende desdoblarse la capacidad de la vía actual (Ruta Nacional-147), disponiendo un puente paralelo al ya existente.

La complicada orografía de la zona y los múltiples condicionantes locales y de la ubicación del proyecto, complicaban sobremanera el proceso constructivo. Por lo tanto, la delegación costarricense de COPISA, planteó una modificación del proceso constructivo original que adaptaba la construcción a los medios disponibles y a los condicionantes locales antes señalados. IDEAM colaboró con COPISA en el desarrollo del proceso constructivo, y la definición de los medios auxiliares necesarios para la construcción.



Figura 1. Vista del viaducto en construcción. Tablero completamente lanzado antes de unirse a las pilas inclinadas.



Figura 2. Vista del viaducto en construcción. Construcción vertical de las pilas y mecanismo de abatimiento.

El proceso constructivo se basó en las siguientes ideas. Ejecución vertical de las pilas definitivas y posterior abatimiento. Lanzamiento de cada mitad del tablero menos una dovela de cierre apoyándose sobre una estructura auxiliar diseñada al efecto y reutilizable en una ladera y la otra. Fijación longitudinal del tablero en los estribos y transmisión de la reacción vertical de los patines deslizantes a las pilas definitivas. Por último, cierre del tablero mediante la colocación de la dovela de cierre mediante grúas ligeras, soldadura de la misma, liberación del punto fijo provisional y transferencia del tiro de los estribos como compresión al tablero. La construcción terminó con la disposición de las prelasas restantes y el hormigonado de la losa superior.

El artículo incidirá en los aspectos más relevantes del proyecto del proceso constructivo y en las soluciones adoptadas para los principales medios auxiliares.

## Proyecto de puente extradadosado Cabuyaro sobre el río Meta en Colombia

- **Josué Galvis Ramos**  
Ingeniero Civil. Consorcio ICL Consultoría. Diseñador.  
[jgalvising@hotmail.com](mailto:jgalvising@hotmail.com)
- **Jorge D. García Marín**  
Ingeniero Civil. Universidad Nacional de Colombia. Coordinador Estructural.  
[ingestruc@outlook.com](mailto:ingestruc@outlook.com)
- **Ángel C. Aparicio Bengoechea**  
Dr. Ing. de Caminos. Universidad Politécnica de Catalunya. Catedrático de Universidad.  
[angel.carlos.aparicio@upc.edu](mailto:angel.carlos.aparicio@upc.edu)
- **Gonzalo Ramos Schneider**  
Dr. Ing. de Caminos. Universidad Politécnica de Catalunya. Catedrático de Universidad.  
[gonzalo.ramos@upc.edu](mailto:gonzalo.ramos@upc.edu)

## PALABRAS CLAVE:

Extradadosado, gran luz, multivano.

## RESUMEN

El puente de Cabuyaro está constituido por un tablero extradadosado de 4 vanos, con luces 100.9 + 167.8 + 167.8 + 100.9, que discurre sobre el río Meta, en Colombia.

El tablero es de hormigón, con un canto de 3.70 m y un ancho de 11.3 m. Las torres son en U y alcanzan una altura de 18 m sobre rasante. Presenta, en cada semivano, 9 cables extradadosados en dos planos, con una separación longitudinal entre cables, en el tablero, de 7 m.

La comunicación describe todo el proceso de diseño del viaducto. Así, se parte del planteamiento del problema, se describe la geometría de la solución adoptada, se muestran los modelos desarrollados para el análisis estructural, se comenta el diseño de regiones D, que son importantes en todos los puentes con presencia de anclajes de tirantes, se presenta el diseño para fuerza sísmica y, por último, se describe el procedimiento constructivo del tablero del puente.

Es de destacar el uso de aisladores sísmicos con núcleo de plomo para reducir la acción sísmica, muy importante en la zona donde se localiza el puente.

Finalmente, se proporcionan unas cuantías aproximadas del tablero.



Figura 1. Render del proyecto puente Cabuyaro extradadosado.



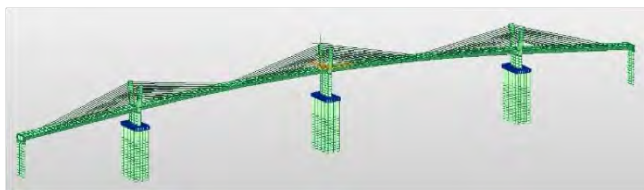


Figura 2. Modelo 3D extruido.

## Proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas)

- **Javier Muñoz-Rojas**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[jmrojas@cfcs.com](mailto:jmrojas@cfcs.com)
- **Jose M. Domínguez**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[jmdominguez@cfcs.com](mailto:jmdominguez@cfcs.com)
- **Borja Martín**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[bmartin@cfcs.com](mailto:bmartin@cfcs.com)
- **Miguel A. Astiz**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[maastiz@cfcs.com](mailto:maastiz@cfcs.com)
- **Manuel Valero**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[mvalero@cfcs.com](mailto:mvalero@cfcs.com)
- **Sara Fernández**  
Ingeniera de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[sfernandez@cfcs.com](mailto:sfernandez@cfcs.com)
- **Pedram Manoucheri**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[pmanoucheri@cfcs.com](mailto:pmanoucheri@cfcs.com)
- **Silvia Fuente García**  
Ingeniera de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[sfuente@cfcs.com](mailto:sfuente@cfcs.com)
- **Donata Trost**  
Ingeniera de Caminos. CFC Sucursal Perú-HUALCA.  
[dtrost@cfcs.com](mailto:dtrost@cfcs.com)
- **Santiago Rodríguez Lorente**  
Máster de Ingeniería de Estructuras. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[srodriguez@cfcs.com](mailto:srodriguez@cfcs.com)
- **Jorge Delgado**  
Ingeniero de Caminos. CFC Sucursal Perú-HUALCA.  
[jdelgado@cfcs.com](mailto:jdelgado@cfcs.com)
- **Mª Pilar Blanco**  
Ingeniera de Caminos. ACCIONA Construcción Madrid.  
[mariapilar.blanco.bailo@acciona.com](mailto:mariapilar.blanco.bailo@acciona.com)
- **Javier Ayala**  
Ingeniero de Caminos. ACCIONA Construcción Madrid.  
[eduardojavier.ayala.luna@acciona.es](mailto:eduardojavier.ayala.luna@acciona.es)
- **Daniel Muñoz**  
Ingeniero de Caminos. ACCIONA Construcción Madrid.  
[daniel.munoz.gonzalez@acciona.com](mailto:daniel.munoz.gonzalez@acciona.com)
- **Laura Granda**  
Ingeniera de Caminos. ACCIONA Ingeniería Madrid.  
[laura.granda.sansegundo@acciona.com](mailto:laura.granda.sansegundo@acciona.com)
- **Iñaki Díaz De Argote Granda**  
Ingeniero de Caminos. ACCIONA Construcción Madrid.  
[jdiazargote@acciona.com](mailto:jdiazargote@acciona.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente atirantado, dovela *in-situ*, voladizos sucesivos, hormigón pretensado.

### RESUMEN

El puente es la obra singular del proyecto Cebu-Cordova Link Expressway, actuación realizada en la modalidad de Early Contract Involvement (ECI) y adjudicada en al consorcio CEBU Link JV, formado por ACCIONA y las empresas filipinas First Balfour y D.M. Consunji Inc por un monto aproximado de 400 millones de USD. Tiene como objetivo aliviar el intenso tráfico entre Córdova -capital de la isla de Cebú y segunda ciudad de Filipinas- y la de Mactán donde se encuentra el aeropuerto de dicha ciudad. Las obras están previstas que concluyan en 2021 coincidiendo con el quinto centenario de la llegada de Magallanes y de la iglesia católica a Filipinas.

Para realizar la conexión, el proyecto prevé la ejecución de un nuevo tramo de carretera que en su mayor parte se desarrolla sobre agua, para lo cual parte se sitúa sobre terraplenes y parte sobre diversas estructuras. De estas la principal y obra de referencia de la actuación consiste en un puente singular sobre el canal de navegación del puerto de Córdova resuelto por medio de una solución atirantada con un vano central de 390 m de luz desarrollado por CFC.

El puente principal se resuelve con una obra simétrica de 651.50 m de largo con una distribución de vanos de 5.75-60-65-390-65-60-5.75. Los vanos de 5.75 m corresponden a extensiones desde las pilas finales para acomodar medias articulaciones para soportar los tramos de transición entre el puente principal y las vigas de vigas prefabricadas de los viaductos de acceso.



Figura 1. Infografía del puente.

El tablero se configura con una sección cajón de hormigón pretensado de canto constante de 3.50 m y 26.90 m de anchura en la mayoría de la longitud. En uno de los extremos se ensancha progresivamente hasta 30.0 m para acomodar unos ramales de los accesos que conectan con el tronco. En el otro lado se estrecha hasta 22.40 m para conectar con los accesos hacia Mactán.

El atirantamiento se produce por medio de 14 parejas de tirantes anclados en el eje del cajón y en sendas torres verticales de 140 m de altura total, 91 m por encima del tablero. La sección de la torre es octogonal con dimensiones variables en ambos alzados. En la parte superior se añaden exteriormente unas chapas metálicas con las que se dibuja la geometría de una cruz ornamental de 40 m en cada una de las caras de la torre, como homenaje a la presencia de la iglesia católica en las islas.

Las cimentaciones son del tipo profundo con pilotes perforados de diámetro 2.00 o 2.50 m profundizados en los sustratos presentes en la zona, en los que bajo los depósitos recientes arcillosos y arenosos aparecen sustratos de roca coralina degradada y de depósitos de origen volcánico.

Desde el punto de vista del diseño, el proyecto supone un gran reto porque además de los fuertes condicionantes de diseño –entre los que destacan el que la obra se encuentra al ser una zona de fuerte sismicidad y de tifones– el plazo de construcción es tremendamente ajustado.

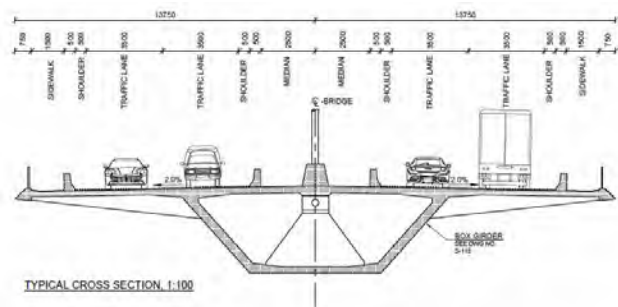


Figura 2.

## Proyecto modificado del viaducto de la A-54 sobre el río Miño en Lugo

- **Javier Muñoz-Rojas Fernández**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[jmrojas@cfcs.com](mailto:jmrojas@cfcs.com)
- **Sara Fernández Alonso**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[sfernandez@cfcs.com](mailto:sfernandez@cfcs.com)
- **Camilo Miguez**  
Ingeniero de Caminos. Construgomes/Construpolis S.L.  
[camilo@construgomes.pt](mailto:camilo@construgomes.pt)
- **Sergio Sá**  
Ingeniero de Caminos. Construgomes/Construpolis S.L.  
[Sergio.sa@construgomes.pt](mailto:Sergio.sa@construgomes.pt)

### PALABRAS CLAVE:

Voladizos sucesivos, sección cajón hormigón pretensado, tablero sección completa.

### RESUMEN

El viaducto sobre el río Miño se encuentra en la autovía A-54 Lugo-Santiago en el Tramo Enlace de Vilamoura - Enlace de Nadela del Sur (Lugo) realizado por las empresas COPASA-ALDESA. La construcción del viaducto sobre el Río Miño fue ejecutado por la empresa hispano-portuguesa Construpolis-Construgomes Engenharia S.A. que a su vez encargó a Carlos Fernández Casado SL el desarrollo de un proyecto modificado del tablero del puente. La configuración general de la obra y la infraestructura prevista en el proyecto inicial de EGIS-EYSER no se modificó.

El viaducto se sitúa en un tramo con planta curva y radio 1000 m y tiene una longitud de 341 metros, con una distribución de luces de 93-155-93.

Dada la altura de las pilas (50 m), el proyecto inicial recurría

a la solución de empotramiento flexible del tablero sobre pilas formadas por doble tabique. En los estribos se disponen apoyos tipo pot.



Figura 1. Vista de la obra terminada



Figura 2. Vista de la construcción en voladizo con carros de avance.

El tablero tiene 22.80 metros de anchura para albergar dos calzadas con cuatro carriles. Se resuelve con una sección cajón de hormigón pretensado con almas inclinadas  $117^\circ$  y canto variable parabólicamente con 8 m en la sección sobre pila y 4.0 m en centro de vano, la misma configuración prevista del proyecto inicial. Los ajustes en el tablero se realizaron para poder ejecutarlo a sección completa con los carros de avance de 500 T que dispone el grupo Construgomes, capaces de ejecutar dovelas de cinco metros a sección completa con un ciclo de un avance por semana. En el proceso de optimización de la sección se cambiaron los vuelos laterales sobre costillas por losas macizas de espesor variable y se ajustaron las dimensiones de las distintas paredes del cajón a valores muy estrictos, resultando en una reducción de las cuantías de pretensado y armadura favorecido por el empleo de un hormigón de 50 MPa de resistencia. El espesor de las almas varía entre 0.30 m y 0.65 m y la losa inferior entre 0.30 m y 0.75 m.

El tablero se construye mediante voladizos sucesivos. La dovela de arranque sobre pila es de 12 m y los avances simétricos son de 5 m, cerrándose en clave y en con los vanos de aproximación cimbrados desde estribos de 17 m con dovelas de cierre de 3 m.

## Proyecto y construcción del puente de Maranura sobre el río Vilcanota en Perú

- **Javier Muñoz-Rojas Fernández**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[jmrojas@cfcsl.com](mailto:jmrojas@cfcsl.com)
- **Sara Fernández Alonso**  
Ingeniera de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[sfernandez@cfcsl.com](mailto:sfernandez@cfcsl.com)
- **Manuel Valero Barat**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[mvalero@cfcsl.com](mailto:mvalero@cfcsl.com)
- **Miguel A. Gil Ginés**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[magil@cfcsl.com](mailto:magil@cfcsl.com)
- **Juan M. Juez**  
Ingeniero de Caminos. CFC Sucursal Perú-HUALCA  
[direccion.correo@xxx.es](mailto:direccion.correo@xxx.es)
- **Pedram Manoucheri**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[pmanoucheri@cfcsl.com](mailto:pmanoucheri@cfcsl.com)
- **Jorge Delgado**  
Ingeniero de Caminos. CFC Sucursal Perú-HUALCA.  
[jdelgado@cfcsl.com](mailto:jdelgado@cfcsl.com)
- **Donata Trost**  
Ingeniera de Caminos. CFC Sucursal Perú-HUALCA.  
[dtrost@cfcsl.com](mailto:dtrost@cfcsl.com)
- **Alberto Pérez**  
Ingeniero de Caminos. CFC Sucursal Perú-HUALCA.  
[alberto.perez@hualcaingenieros.pe](mailto:alberto.perez@hualcaingenieros.pe)
- **Jorge Toro**  
Ingeniero de Caminos. CFC Sucursal Perú-HUALCA.  
[jorge.toro@hualcaingenieros.pe](mailto:jorge.toro@hualcaingenieros.pe)

#### PALABRAS CLAVE:

Puente arco, abatimiento de arcos, arco de hormigón, arco cimbrado, aislamiento sísmico.

#### RESUMEN

El puente de Maranura sobre el río Vilcanota está localizado en la región de Cusco y ha sido promovido por el M<sup>o</sup> de Transportes y Comunicaciones-PROVIAS. Tiene una longitud total de 202 m, 150 m correspondientes al arco parabólico de 15 m de flecha (1/10L) que salva el cauce a una altura de unos 100 m.

Dada la localización del puente en una zona alejada la solución prevista planteaba elementos ligeros y de reducidas dimensiones para facilitar su construcción, Por dicho motivo se optó por una configuración ligera para el arco por medio de una doble rosca con sección cajón octogonal aligerada interiormente con el objetivo de poder ejecutarse por abatimiento de semiarcos. Las rosas se arriostran transversalmente cada 15 m en las secciones de apoyo de los pilares por medio de vigas rectangulares.

El tablero de 11.70 m de anchura, también se resolvió con una solución ligera y sencilla de construir por medio de una sección transversal en “ $\pi$ ” de hormigón armado los nervios situados en la vertical de los arcos sobre los que se apoyan por medio de pilares rectangulares. El apoyo lares se realiza sobre apoyos de neopreno dimensionados para conseguir un aislamiento sísmico suficiente para no penalizar el comportamiento de estos y del arco.

El sistema inicial de construcción por abatimiento de los semiarcos fue modificado a solicitud del constructor por una construcción sobre un arco autoportante auxiliar metálico, dado que había empleado este sistema recientemente en otra

obra y los módulos de la cimbra podían adaptarse sin demasiada complicación a la geometría del arco de Maranura.



Figura 1. Infografía del puente de Maranura sobre el río Vilcanota



Figura 2. Trazado en planta.

## Proyecto y montaje del arco del viaducto 1E del tren interurbano México DF –Toluca (México)

- **Jordi Revoltós Fort**  
Ingeniero de Caminos. SENER. Jefe de la Sección de Puentes y Viaductos.  
[jrevoltos@sener.es](mailto:jrevoltos@sener.es)
- **Ignacio Pita Olalla**  
Ingeniero de Caminos. SENER. Ingeniero Sección Puentes y Viaductos.  
[ignacio.pita@sener.es](mailto:ignacio.pita@sener.es)
- **Juan Miguel Cereceda Boudet**  
Ingeniero de Caminos. SENER. Ingeniero Sección Puentes y Viaductos.  
[jmcereceda@sener.es](mailto:jmcereceda@sener.es)
- **Javier Sánchez-Mateos Enrique**  
Ingeniero de Caminos. SENER. Ingeniero Sección Puentes y Viaductos.  
[jsanchez@sener.com.mx](mailto:jsanchez@sener.com.mx)
- **Ignacio Casas Moreno**  
Ingeniero de Caminos. SENER. Ingeniero Sección Puentes y Viaductos.  
[ignacio.casas@sener.com.mx](mailto:ignacio.casas@sener.com.mx)
- **Diego Rubio Peiroten**  
Ingeniero de Caminos. SENER. Ingeniero Sección Puentes y Viaductos.  
[diego.rubio@sener.es](mailto:diego.rubio@sener.es)

#### PALABRAS CLAVE:

Arco, bow-string, Warren, ripado.

#### RESUMEN

La sección de puentes y viaductos de SENER ha diseñado y dirigido la construcción de un puente arco metálico de 100 m de luz y 13 m de ancho en el Viaducto 1E del tren interurbano México DF – Toluca (México).

El puente, de tipología bow-string, está constituido por dos arcos inclinados un ángulo de 12,7° con la vertical y flecha máxima en centro de vano de 20 m. La componente horizontal de la carga de los arcos se equilibra a través de las vigas de borde del tablero.

Tanto los arcos como las vigas de borde son cajones conformados por chapas metálicas. El tablero se completa con vigas transversales en I, separadas 3.4 m o 3.9 m entre sí, sobre las que apoya la losa de hormigón.

El tablero está soportado por el arco a través de péndolas metálicas tubulares de 457 mm de diámetro. Presentan una configuración triangulada, lo que las confiere un comportamiento similar al de una celosía tipo Warren.

Bajo la traza del puente discurre una vía de ferrocarril con un gran esviaje con respecto a la alineación del puente, lo que impedía cualquier trabajo a la sombra de la nueva estructura. Fue necesario fabricar el puente sobre estructuras provisionales a 28.5 m en paralelo de su posición definitiva. La estructura fue llevada a sitio mediante un proceso de desplazamiento transversal (ripado), tirando de ella a través de cables accionados por gatos hidráulicos y haciéndola deslizar sobre almohadillas de neopreno-teflón.

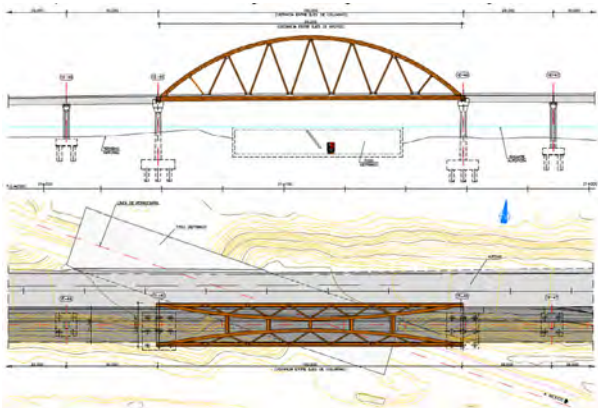


Figura 1. Cruce muy esviado de la línea de tren con un paso deprimido existente por el que circula una antigua línea férrea.



Figura 2. Vista de la obra. Viaducto en construcción.

## Puente Arroyo Paneque. Puentes atirantados asimétricos de luces medias en entornos urbanos

- **Óscar Ramón Ramos Gutiérrez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria.  
[ramosor@unican.es](mailto:ramosor@unican.es)
- **Marcos J. Pantaleón Prieto**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria. Catedrático Estructuras Metálicas.  
[pantalem@unican.es](mailto:pantalem@unican.es)

- **Iván Campo Rumoroso**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[Ivan.Campo@wsp.com](mailto:Ivan.Campo@wsp.com)
- **Pedro Manuel Sierra García**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Consejería Fomento. Ciudad Autónoma de Ceuta. Director Técnico.  
[psiegar@ciccp.es](mailto:psiegar@ciccp.es)
- **Alejandro Castillo Linares**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ACL. Diseño y Cálculo de Estructuras. Presidente.  
[acastillo@acl-estructuras.com](mailto:acastillo@acl-estructuras.com)
- **Manuel Ángel Díaz García**  
Ingeniero Industrial. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department.  
[ManuelAngel.Diaz@wsp.com](mailto:ManuelAngel.Diaz@wsp.com)

### PALABRAS CLAVE:

Atirantado, urbano, asimétrico, sección mixta, retenida rígida.

### RESUMEN

El puente Arroyo Paneque está ubicado en la ciudad de Ceuta, salvando el arroyo que discurre entre la avenida Otero y el Grupo Rocío. Se trata de un puente atirantado de naturaleza urbana de 81 m de longitud total y 67 m de luz atirantada.

El puente Arroyo Paneque comparte ciertas características morfológicas con otros puentes atirantados urbanos de los mismos autores. Es un puente atirantado asimétrico, con retenida rígida, que permite integrarse de manera eficiente en las particulares condiciones del entorno. En el desarrollo del artículo se establecerá una comparación y discusión sobre esta tipología de puentes urbanos, basándose en los ejemplos de los puentes sobre el río Pisuegra en Valladolid, el viaducto de Escaleritas en Las Palmas de Gran Canaria o el puente TrengTreng – KayKay en Temuco.

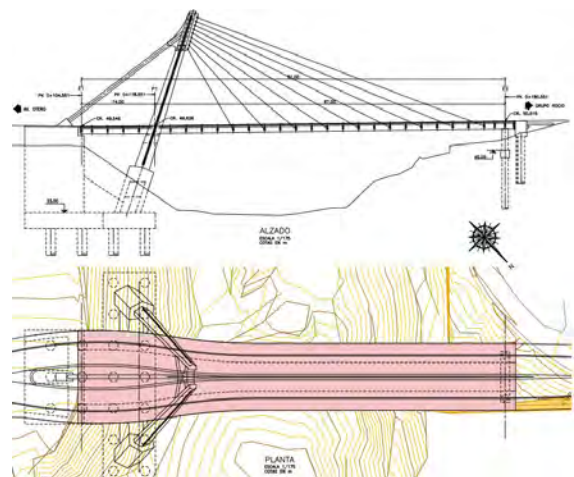


Figura 1. Definición general del puente.



Figura 2. Imagen 3D del puente.

En este caso el tablero es de tipo cajón mixto multicelular, y está soportado por 9 tirantes en un único plano en la mediana. El ancho varía desde los 12.8 m en el estribo 2 hasta los aproximadamente 17.8 m en el estribo 1 (para librar el paso de la retenida).

Como es habitual en esta tipología de atirantados urbanos de luces medias y bajas, el mástil es el elemento singular y diferenciador del diseño. En este caso está formado por dos fustes metálicos de forma pentagonal de ancho y canto variable que se unen en cabeza mediante una macla y mediante una riostra a la altura del tablero. Se han incluido dos rehundidos a cada lado para reducir la sensación de masividad de los paramentos metálicos.

La retenida es rígida, materializada mediante un tubo de acero de 762 mm de diámetro y 90 mm de espesor.

La construcción ha comenzado en septiembre de 2019 y se espera su finalización en un plazo de 18 meses.

---

## *Puente atirantado Real en Orizaba, Veracruz, México*

- **Leonardo Fernández Troyano**  
Dr. Ing. De Caminos Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.L. Ingeniero.  
[cfchl@cfchl.com](mailto:cfchl@cfchl.com)
- **Lucía Fernández Muñoz**  
Ing. De Caminos Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.L. Ingeniero.  
[luciafm@cfchl.com](mailto:luciafm@cfchl.com)
- **Guillermo Ayuso Calle**  
Ing. De Caminos Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.L. Ingeniero.  
[gayuso@cfchl.com](mailto:gayuso@cfchl.com)
- **Raúl González Aguilar**  
Ing. De Caminos Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.L. Ingeniero.  
[rgonzalez@cfchl.com](mailto:rgonzalez@cfchl.com)

### **PALABRAS CLAVE:**

Puente atirantado, hormigón, cables pasantes, pretensado.

### **RESUMEN**

El puente Real es un puente atirantado situado en México en Orizaba, estado de Veracruz. Es un puente atirantado de pequeña luz, pero que requería un canto mínimo para pasar sobre las vías de ferrocarril que atraviesan la ciudad, con un gálibo vertical de 7.5 m en todo el claro central, debido a que el cruce con las vías es muy oblicuo. Además, la longitud de las rampas de acceso estaba limitada debido a los cruces con las calles adyacentes y su pendiente debía ser lo menor posible. Por todo ello se decidió hacer un puente atirantado de 80m de vano principal con un canto de 0.82 m.

El puente tiene 5 vanos de 20+35+80+35+20 m de luz. El trazado en planta se ha ajustado a las calles que confluyen en el cruce del ferrocarril, por lo que los vanos laterales son rectos y el central curvo, con un radio en planta de 700 m. La necesidad de dejar un vial lateral en las calles paralelas a cada lado del puente para poder realizar todos los movimientos bajo él, obligó a que solo se pudiera hacer el puente de un carril por sentido.

En este caso la solución utilizada frente al sismo ha sido la misma que utilizamos en el puente atirantado de Carrera No-

vena, en Bucaramanga, Colombia, en una zona de alta sismicidad, que se acabó de construir en 2015. El tablero está empotrado en las torres formándose un pórtico, que resiste el sismo longitudinal. El sismo transversal se soporta en las torres, pilas y en los estribos. En este caso, aunque las torres son bajas y no muy flexibles, dado el tamaño del puente era más económico dimensionar las torres para el sismo que disponer amortiguadores longitudinales.



Figura 1. Vanos laterales sobre los apoyos provisionales.



Figura 2. Construcción por voladizos sucesivos del vano principal.

---

## *Puente atirantado Vali Asr en Shiraz (Irán)*

- **Miguel Ángel Astiz Suárez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S. L. & U.P.M.  
[maastiz@cfchl.com](mailto:maastiz@cfchl.com)
- **Lucía Blanco Martín**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S. L.  
[lblanco@cfchl.com](mailto:lblanco@cfchl.com)
- **Silvia Criado Catalina**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.L. (actualmente en Sener)  
[scriado@sener.es](mailto:scriado@sener.es)

### **PALABRAS CLAVE:**

Puente, atirantado, hormigón, pretensado, cables, sismo

## RESUMEN

El puente sobre la plaza de Vali Asr en Shiraz (Irán) es un puente atirantado con torre única y con un vano principal de 102 m, necesario para salvar el intenso tráfico de la plaza y la estación de metro que se hallaba en construcción durante las obras del puente (Figura 1).



Figura 1. Foto aérea del puente terminado

El esquema estático es semejante al de los puentes del Ebro en Castejón y del Lérez en Pontevedra con algunas variantes motivadas por las circunstancias especiales del lugar. El elemento más destacado del puente es su torre inclinada y curva que se atiranta al eje del vano principal y a dos macizos de anclaje traseros. Estos bloques de anclajes están soportados por pilotes que trabajan parcialmente a tracción, especialmente ante la acción sísmica. Asimismo están unidos mediante vigas enterradas a la cimentación de la torre para cerrar el polígono de fuerzas aplicadas sobre la torre.

El tablero de hormigón pretensado soporta dos calzadas de anchura y separación variable por lo que se materializa mediante dos cajones cerrados que soportan una losa superior que cubre toda la anchura del puente. Los vuelos son de anchura constante por lo que son los cajones los que se adaptan a la sección variable del puente.

El tablero está totalmente empotrado en la torre mediante un muro transversal de sección variable que permite absorber los esfuerzos de torsión de un tablero que no lleva un cajón central sino dos cajones unidos por una losa de rigidez limitada. El tablero también se empotra en las pilas de los vanos de acceso delanteros como medida para conseguir una mayor redundancia frente a las acciones sísmicas, que son muy importantes en este caso.

Este puente se terminó de construir en 2017.

## Puente de Barkarby en Suecia

### • Manuel Biedma García

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe de Departamento Estructuras Metálicas y Procedimientos Constructivos.  
[manuel.biedma.garcia@acciona.com](mailto:manuel.biedma.garcia@acciona.com)

### • Francisco Javier Martínez López

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe de Proyectos División de Estructuras.  
[franciscojavier.martinez.lopez@acciona.com](mailto:franciscojavier.martinez.lopez@acciona.com)

### • Mayra Toledo Serrano

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe de Proyectos División de Estructuras. [maira.toledo.serrano@acciona.com](mailto:maira.toledo.serrano@acciona.com)

### • Jose Manuel González Parejo

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Cuerpo de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos del Estado. Confederación Hidrográfica Guadiana.  
[jmgonzalez3@chguadiana.es](mailto:jmgonzalez3@chguadiana.es)

## PALABRAS CLAVE:

Puente mixto, almas inclinadas, encofrados colgados, arriostramiento romboidal, ancho variable, normativa sueca

## RESUMEN

El puente de Barkarby forma parte del tramo Barkarby-Kallhäll de la autovía Sundbyberg-Kungsågen, situada en Estocolmo, Suecia. Su finalidad es la de permitir el tráfico rodado por encima de la línea ferroviaria Sundbyberg-Kungsågen y de la autovía Västerås-Stockholm, así como dar acceso peatonal a la futura estación de ferrocarril que se construirá sobre esta línea, estando conectado a ella.

Su longitud total es de 250.25 m desarrollada en tres tableros mixtos independientes a lo largo de su eje. El primero y el último presentan un ancho de 8 m y comparten la misma tipología estructural: dos vigas metálicas de sección en doble T gemelas de canto 900 mm, con la singularidad de que sus almas se encuentran inclinadas, es decir, el plano que las contiene no es vertical. El segundo tablero, que se conecta a la estación de ferrocarril, tiene un ancho variable desde los 11.10 m a los 13.80 m. Su sección transversal consiste en tres vigas metálicas en doble T, idénticas a las anteriores. Toda la estructura metálica se corona con una losa de hormigón, ejecutada *in situ* con encofrados colgados de las vigas para las zonas en voladizo y mediante chapas de acero nervadas en la zona central.

El comprende 9 vanos, con luz máxima de 32.40 m, y 10 apoyos, siendo el primero y el último los estribos y el resto pilas. El primer tablero presenta un único vano, el segundo tiene tres y el tercero, cinco. Todas las pilas son de hormigón armado, y el tablero apoya en ellas mediante apoyos elastoméricos laminados.

Las cimentaciones de las pilas y estribos se resuelven con zapatas y pilotes metálicos. Finalmente, se diseña un arriostramiento romboidal entre las alas inferiores de las vigas metálicas para hacer frente a los esfuerzos de torsión que sufre la estructura.

Uno de los aspectos más singulares de diseñar un puente en Suecia radica en la profusa y compleja normativa local del país, la cual tiene un rango superior al de los Eurocódigos.



Figura 1. Vista lateral del puente.



Figura 2. Vista inferior del tablero mixto.

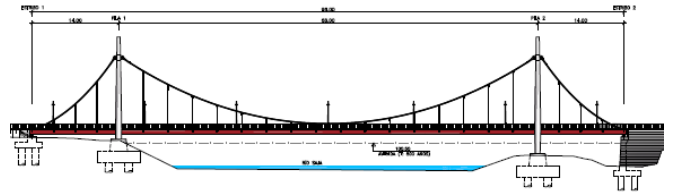


Figura 1. Alzado.

## Puente de Virgen de la Peña (1) Diseño y análisis general

- **Óscar Sáiz Sánchez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SILGA SL.  
[o.saiz@silga.es](mailto:o.saiz@silga.es)
- **Domingo Lorenzo Esperante**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SILGA SL.  
[d.lorenzo@silga.es](mailto:d.lorenzo@silga.es)
- **José Antonio Crespo Martínez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SILGA SL.  
[j.a.crespo@silga.es](mailto:j.a.crespo@silga.es)

### PALABRAS CLAVE:

Puente colgante.

### RESUMEN

La estructura del puente sobre el río Saja en la localidad de Virgen de La Peña, Cantabria consiste en un puente colgante de tres vanos con una distribución de luces de 14.00 + 68.00 + 14.00 metros. El tablero del puente está sustentado por péndolas que cuelgan de catenarias que se desarrollan entre dos pilas y dos estribos.

La sección transversal del puente presenta una anchura total de 13.00 metros. El sistema colgante del puente consta de dos conjuntos de cables que se encuentran contenidos en sendos planos verticales situados a 7.10 metros del eje medio de la estructura. Dichos conjuntos están formados por unos cables principales de acero que se desarrollan en forma de catenaria entre las dos pilas y los dos estribos del puente, de los que cuelgan unos tirantes verticales de acero (péndolas) que sustentan el tablero del puente por sus bordes laterales.

El tablero es mixto. La parte metálica del tablero está formada por dos vigas longitudinales de borde de sección "doble T" de 0.80 metros de canto, situadas de manera simétrica respecto al eje del tablero a 5.70 metros del mismo; unos nervios transversales constituidos por vigas de sección "doble T" de canto variable comprendido entre 0.57 y 0.81 metros, equidistantes cada 3.50 o 4.00 metros en la dirección longitudinal del puente.

En esta ponencia se describen los aspectos más relevantes del diseño, análisis y dimensionamiento general. Adicionalmente se describe el procedimiento constructivo diseñado

## Puente del Danubio en Bratislava. Análisis del fenómeno de arrastre por cortante y del complejo proceso constructivo de un tablero de 35 m de ancho

- **Ramón M<sup>a</sup> Merino Martínez**  
Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Jefe de Proyecto.  
[rmerino@torroja.es](mailto:rmerino@torroja.es)
- **José Manuel Simón-Talero Muñoz**  
Dr. Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Consejero Delegado.  
[jsimontalero@torroja.es](mailto:jsimontalero@torroja.es)
- **Javier Domínguez Martínez**  
Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Ingeniero de Proyecto.  
[jdominguez@torroja.es](mailto:jdominguez@torroja.es)
- **David Walias Sánchez**  
Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Ingeniero de Proyecto.  
[dwalias@torroja.es](mailto:dwalias@torroja.es)
- **Javier Gamino Palomo**  
Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Ingeniero de Proyecto.  
[jgamino@torroja.es](mailto:jgamino@torroja.es)
- **Wojciech Wlodzimirski**  
Ingeniero de Caminos. FERROVIAL AGROMAN S.A. D4r7 Structures Design Manager.  
[wwlodzimirski@ferrovial.com](mailto:wwlodzimirski@ferrovial.com)

### PALABRAS CLAVE:

Hormigón, pretensado, cajón, voladizos, sección eficaz, arrastre por cortante, Danubio, Bratislava, Torroja.

### RESUMEN

Dentro del proyecto constructivo de la nueva circunvalación de Bratislava D4R7, se diseña el paso de la autopista D4 sobre el Danubio. Dicho paso consta de 4 viaductos consecutivos, con una longitud conjunta de 2932.5m. El paso alberga el tronco de la autopista, una vía ciclista y otra peatonal.

Los viaductos se diseñan con tableros continuos de hormigón pretensado y 35 m de ancho total. El tablero tiene dos partes bien diferenciadas:

- Un núcleo central de 14.3 m de ancho, constituida por un cajón de 10.5 m de ancho y
- sendos voladizos laterales, cada uno de 10.1 m de ancho total, constituidos por una losa de 0.3 m de canto sustentada cada 5 m por puntales de hormigón.

Atendiendo al proceso constructivo, el tablero se construye en dos fases. En primera fase se construye el cajón central (vano-a-vano o mediante avance-en-voladizo). En segunda fase se construyen los voladizos, mediante carro de alas.

En el diseño se ha prestado especial atención a la distribución no uniforme de tensiones longitudinales en la sección, originada por:

- el fenómeno de arrastre-por-cortante,
- la construcción de la sección tipo en dos fases,
- la introducción de una parte del pretensado en primera fase constructiva (cajón) y de otra en segunda (sección completa).

Se han estudiado los distintos criterios existentes en la normativa (EC2, 3 y 4) para la definición de los anchos eficaces, y se han analizado una serie de modelos de elementos finitos, que han permitido ajustar los criterios de la normativa al diseño específico de estos tableros.

El análisis realizado ha permitido:

- optimizar notablemente el diseño, reduciendo la cuantía de pretensado y permitiendo definir un único tipo de pretensado longitudinal interior adherente en la sección.
- simplificar la construcción, al eliminarse la necesidad de definir un pretensado exterior adicional a sección completa.

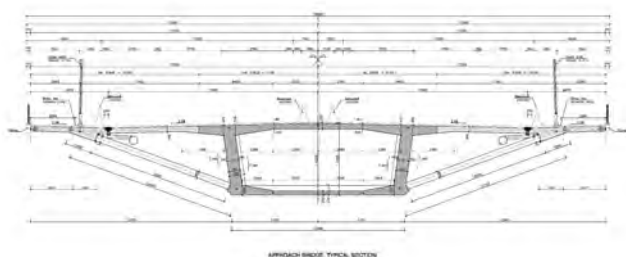


Figura 1. Sección tipo del tablero construida en dos fases: Un cajón central de 14.3 m de ancho y sendos voladizos laterales de 10.1 m cada uno.

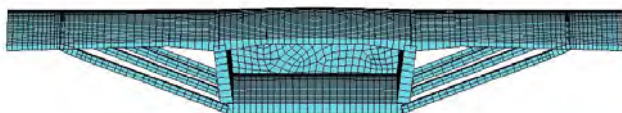


Figura 2. Detalle de uno de los modelos de elementos finitos analizados.

## *Puente en arco sobre Lago San Roque – Carlos Paz, provincia de Córdoba, Argentina*

- **Carlos Antonio Larsson**  
Ex Prof. Titular Hormigón Armado y Pretensado de la Universidad Nacional de Córdoba (Argentina) (UNC), Ing. Civil egresado de la UNC, Director Principal y Fundador de ESTUDIO LARSSON
- **Francisco Nicolas Larsson**  
Ing. Civil egresado de la Universidad Católica de Córdoba, Co-Director Ejecutivo en ESTUDIO LARSSON
- **Mercedes del Carmen Rizzi de Larsson**  
Ex Prof. Titular Hormigón Armado y Pretensado de la Universidad Nacional de Córdoba (Argentina) (UNC), Ing. Civil egresada de la Universidad Nacional de Córdoba, Gerente de Área de Estructuras Premoldeadas Pretensadas en ESTUDIO LARSSON
- **Julio Manuel Escobar Gamboa**  
Ing. Civil egresado de la Universidad Nacional de Córdoba, Gerente de Área de Estructuras de Hormigón In Situ en ESTUDIO LARSSON

### **PALABRAS CLAVE:**

Dovelas prefabricadas, puente en arco, diseño estructural, cálculo estructural.

### **RESUMEN**

Esta presentación se centra en los aspectos de diseño y cálculo estructural de un puente ejecutado con un doble arco de 140 m de luz entre apoyos que tiene la particularidad de haberse construido con dovelas prefabricadas de hormigón armado. Se describen los criterios generales de diseño del arco y se comentan aspectos relevantes de la construcción relativos al montaje de dovelas y al sistema de atirantamiento provisorio mediante barras macizas de acero. A su vez se realizan comentarios generales del comportamiento estructural del puente, del sistema de amortiguadores antisísmicos y del sistema constructivo del tablero. Por último, se realiza un breve comentario sobre la implementación BIM para el desarrollo este proyecto.



Figura 1. Vista general del puente terminado.



Figura 1. Vista parcial del puente terminado.

## *Puente extradadosado sobre el río Barrow. Diseño y análisis estructural del proceso constructivo, control geométrico y asistencia técnica durante la construcción*

- **Miguel Ángel Astiz Suárez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S. L. & U.P.M.  
[maastiz@cfcsl.com](mailto:maastiz@cfcsl.com)
- **Marcos Sánchez Sánchez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ARUP.  
[marcos.sanchez@arup.com](mailto:marcos.sanchez@arup.com)
- **Lucía Blanco Martín**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S. L.  
[lblanco@cfcsl.com](mailto:lblanco@cfcsl.com)



- **Guillermo Ayuso Calle**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S. L.  
[gayuso@cfcsl.com](mailto:gayuso@cfcsl.com)
- **Cian Long**  
Civil Engineer. ARUP  
[Cian.long@arup.com](mailto:Cian.long@arup.com)
- **Alfonso Ramírez Marchena**  
Arquitecto Técnico. ARUP  
[Afonso-Ramirez Marchena@arup.com](mailto:Afonso-Ramirez Marchena@arup.com)

#### PALABRAS CLAVE:

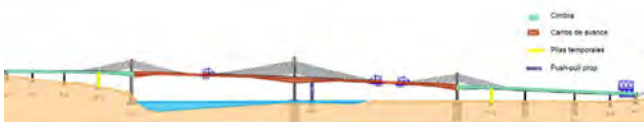
Extradorsal, postesado, hormigón, gran luz, multiatirantado.

#### RESUMEN

Este artículo se centra en los elementos constructivos del puente extradorsado Rose Fitzgerald Kennedy sobre el río Barrow, de 887 m de longitud total y 9 vanos, con luces en los vanos principales de 230 m y tres torres atirantadas. El puente cruza el río en un punto en el que el ancho de éste es superior a los 350 m. Por esta razón la pila central (P4) se encuentra situada 50 m en el interior del río sobre la rivera este del mismo, en la zona de carrera de marea. El tablero se construyó utilizando una combinación de métodos constructivos diferente para los vanos de aproximación, realizados mediante cimbra portante al suelo con torres intermedias y diferentes fases para la sección transversal y los dos vanos centrales mediante carros de avance en voladizo de sección completa. La longitud de los semivoladizos era diferente dada la configuración de luces del puente y la diferencia de altura de las torres laterales frente a la torre central lo que requirió un elemento de bloqueo especialmente diseñado para las fases de cierre.



Figura 1. Cruce del río durante la construcción (P4 central -derecha- y P3 lateral -izquierda-).



## Puente extradorsado sobre el río Barrow: problemas especiales de cálculo

- **Miguel Ángel Astiz Suárez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S. L. & U.P.M. Ingeniero.  
[maastiz@cfcsl.com](mailto:maastiz@cfcsl.com)
- **Marcos Sánchez Sánchez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Arup. Director.  
[marcos.sanchez@arup.com](mailto:marcos.sanchez@arup.com)

#### PALABRAS CLAVE:

Puente, extradorsado, hormigón, pretensado, cables, viento, choque de barcos.

#### RESUMEN

El puente sobre el río Barrow en New Ross (Irlanda) tiene una longitud total de 887.0 m e incluye cuatro vanos extradorsados (los mayores de 230 m) y cinco vanos de aproximación hacia sus extremos este y oeste. Los vanos más largos están parcialmente soportados mediante tirantes paralelos que se anclan en tres pilonos situados en la mediana.



Figura 1. Infografía del puente terminado.

En esta comunicación se presentan algunos problemas relacionados con el cálculo del puente que requirieron el uso de técnicas no convencionales. Dichos problemas incluyen:

- El estudio del impacto de buques sobre las cimentaciones de las dos torres colocadas en el lecho del río o al borde de este. Una de las torres está cimentada sobre pilotes mientras que la otra tiene una cimentación directa sobre la roca. El estudio fue diferente en los dos casos pero permitió asegurar la resistencia del puente ante este evento.
- El estudio del anclaje de los cables en el tablero. Dicho estudio requirió el recurso a complejos modelos de elementos finitos de distinto tipo (lámina o volumen) para conocer la distribución de las fuerzas de anclaje a través del bloque de anclaje, de la losa superior del tablero y de los tirantes interiores del cajón.
- El estudio del viento. Además de los estudios tradicionales de estabilidad fue necesario estudiar de forma muy detallada la estabilidad del tráfico en presencia de fuertes vientos laterales.
- El estudio del fuego. La consideración de la aparición de un fuego de 50 MW obligó a determinar distribuciones de temperaturas en el entorno del puente y a estudiar la relajación progresiva de los cables del puente con las consecuencias que se pueden derivar en el tablero y en las torres.

## Puente extradorsado sobre el río Barrow: proyecto

- **Miguel Ángel Astiz Suárez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S. L. & U.P.M. Ingeniero.  
[maastiz@cfcsl.com](mailto:maastiz@cfcsl.com)
- **Marcos Sánchez Sánchez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Arup. Director.  
[marcos.sanchez@arup.com](mailto:marcos.sanchez@arup.com)

- **Miguel Ángel Gil Ginés**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S. L. Ingeniero.
- **Lucía Blanco Martín**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S. L. Ingeniero.  
[lblanco@cfcsl.com](mailto:lblanco@cfcsl.com)
- **Guillermo Ayuso Calle**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S. L. Ingeniero.  
[gayuso@cfcsl.com](mailto:gayuso@cfcsl.com)
- **Raúl González Aguilar**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S. L. Ingeniero.

**PALABRAS CLAVE:**

Puente, extradadoso, hormigón, pretensado, cables.

**RESUMEN**

El puente sobre el río Barrow en New Ross (Irlanda) tiene una longitud total de 887.0 m e incluye cuatro vanos extradadosos y cinco vanos de aproximación hacia sus extremos este y oeste. La distribución de luces de oeste a este es 36 + 45+ 95 + 230 + 230 + 95 + 70 + 50 + 36 m. Los vanos más largos están parcialmente soportados mediante tirantes paralelos que se anclan en tres pilonos situados en la mediana (Figura 1).



Figura 1. Infografía del puente terminado.

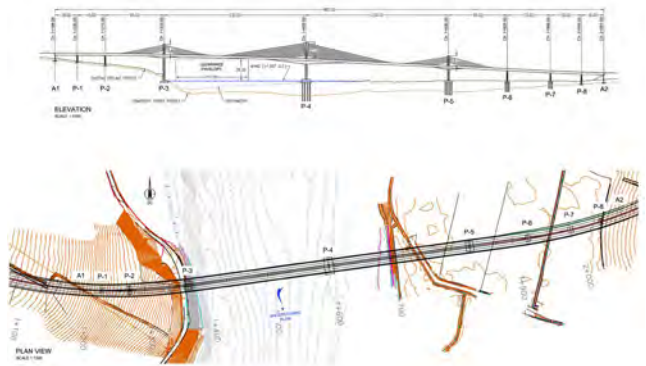


Figura 2. Planta y alzado generales del puente.

Las tres torres de atirantamiento son de sección variable, las dos laterales de 16.20 m de altura sobre el tablero y la central de 27 m de altura sobre tablero y 60 m de altura sobre la cimentación. Los cables de atirantamiento son paralelos y pasan a través de las torres mediante sillas. Están organizados en un solo plano central por lo que necesariamente son de gran sección estando constituidos por hasta 123 cordones.

El tablero está formado por un cajón de hormigón pretensado de almas verticales y canto variable entre 8.5 y 3.5 m. Su anchura mínima es de 21.9 m que se alcanzan con un cajón de 8 m y vuelos de 7 m de anchura. Los vuelos están soportados por puntales que se materializan mediante losas nervadas

prefabricadas haciendo que el intradós del puente esté formado por superficies continuas y creando en el tablero dos espacios interiores practicables de sección triangular. El tablero está pretensado longitudinalmente para colaborar en la flexión longitudinal y también transversalmente para colaborar en la resistencia frente a las fuerzas de anclaje de los tirantes.

El final de la construcción de este puente está previsto en los últimos meses de 2019 y será la mayor luz construida en el mundo mediante tableros extradadosos de hormigón.

**Puente Manchuria - lecciones aprendidas de la construcción del primer puente arco tipo network de Chile**

- **Frank Schanack**  
Dr. Ing. Universidad Austral de Chile. Director del Instituto de Obras Civiles.  
[frank.schanack@uach.cl](mailto:frank.schanack@uach.cl)
- **Óscar Ramón Ramos Gutiérrez**  
Dr. Ing. Universidad de Cantabria. Profesor.  
[oscar.ramos@unican.es](mailto:oscar.ramos@unican.es)
- **Roberto Escalona De La Fuente**  
Ing. WSP Spain. Ingeniero de Proyectos  
[rescalona@wsp.com](mailto:rescalona@wsp.com)

**PALABRAS CLAVE:**

Puente, arco tipo network, construcción, alzaprímado, péndolas, pretensado.

**RESUMEN**

El Puente Manchuria es un puente en arco tipo network de 60.5 m de luz y fue inaugurado en 2019. Se ubica en Curacautín, Chile y es el primer puente de esta tipología en este país. Tiene dos arcos inclinados con una flecha de 10 m, una red de 22 péndolas en cada arco y un arriostramiento superior tipo Vierendeel. El tablero tiene una anchura total de 15.76 m y es una simple losa de hormigón, longitudinalmente pretensado, con un espesor de 45 cm.

El puente fue diseñado en 2014 y su construcción comenzó a principios del año 2018. Debido a las condiciones reales encontradas durante la construcción y a los procedimientos tecnológicos específicos de la empresa constructora ARAUCO S.A., fue necesario elaborar modificaciones de diseño. El presente artículo se centra en estas modificaciones para servir de antecedente para futuros diseños de puentes en arco tipo network mejorados.

Las principales modificaciones que se presentan son: cambio del método de puesta en marcha del puente (en vez del desapeo del alzaprímado se ejecutó un levantamiento del puente en sus apoyos); necesidad del ajuste de longitud de péndolas (barras redondas con horquillas) sin carga, dado que las roscas no giran bajo carga; reducción de geometría de conexiones de péndolas inferiores para permitir colocación de armadura; conexión transversal de arranques de arco mediante chapa de acero; cambio de anclaje de barandas; agrupación de barras antisísmicas; adaptación geometría conexión de péndolas superiores para permitir mayores to-

lerancias de construcción; rotación en 90° de chapa de conexión de péndolas superiores para permitir soldabilidad; instalación de luminarias en péndolas; puntos de gateo del puente y fuerza en primer péndola debido a rigidez del nudo arco-tablero.

Basado en una clasificación de las modificaciones realizadas se presentan recomendaciones generales para futuros puentes de esta tipología.



Figura 1. Puente Manchuria en construcción.

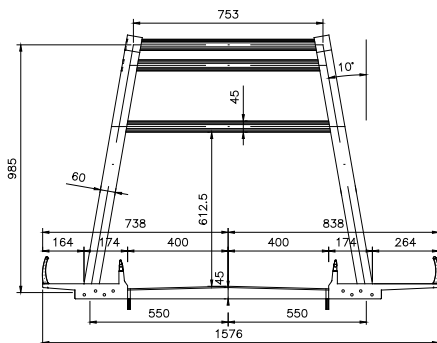


Figura 2. Sección tipo.

**PALABRAS CLAVE:**

Hormigón, pretensado, cajón, fases, autocimbra, MSS, sismo, Danubio, Bratislava, Torroja.

**RESUMEN**

Dentro del proyecto constructivo de la nueva circunvalación de Bratislava D4R7, se diseña el paso de la autopista D4 sobre el Danubio. Dicho paso consta de 4 viaductos consecutivos, con una longitud conjunta de 2932.5m. El paso alberga el tronco de la autopista, una vía ciclista y otra peatonal.

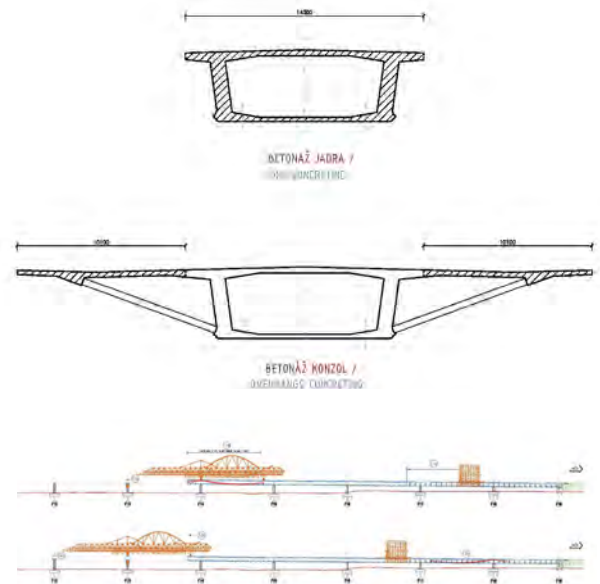


Figura 1. Fases de construcción de la sección tipo del tablero. Detalle del proceso co

**Puente sobre el Danubio en Bratislava (autopista D4). Acceso este, construido por fases mediante autocimbra**

- José Manuel Simón-Talero Muñoz  
Dr. Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Consejero Delegado.  
[jsimontalero@torroja.es](mailto:jsimontalero@torroja.es)
- Ramón M<sup>o</sup> Merino Martínez  
Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Jefe de Proyecto.  
[rmerino@torroja.es](mailto:rmerino@torroja.es)
- Ángel Carriazo Lara  
Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Director Técnico.  
[acarriazo@torroja.es](mailto:acarriazo@torroja.es)
- Javier Domínguez Martínez  
Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Ingeniero de Proyecto.  
[jdominguez@torroja.es](mailto:jdominguez@torroja.es)
- David Walias Sánchez  
Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Ingeniero de Proyecto.  
[dwalias@torroja.es](mailto:dwalias@torroja.es)
- Wojciech Włodzimirski  
Ingeniero de Caminos. FERROVIAL AGROMAN S.A. D4r7 Structures Design Manager.  
[www.wlodzimirski@ferrovial.com](http://www.wlodzimirski@ferrovial.com)



Figura 2. Situación actual de los trabajos. Autocimbra y carro de alas en acción.

El viaducto de acceso este del puente sobre el Danubio tiene 1250.5 m de longitud total, dividida en 18 vanos de

65.0+16x70.0+62.5 m de luz. El viaducto salva la llanura de inundación de la ribera este del Danubio, alcanzando una altura sobre terreno de 18.5 m, para entroncar con un segundo viaducto que cruza el cauce del río Danubio.

El movimiento longitudinal del tablero está coaccionado en sus 4 pilas centrales. Transversalmente el tablero está coaccionado en todas las pilas.

Se diseña un tablero continuo de hormigón pretensado de 4.3 m de canto constante y 35 m de ancho total. El tablero tiene dos partes bien diferenciadas:

- Un núcleo central de 14.3 m de ancho, constituida por un cajón de 10.5 m de ancho y
- sendos voladizos laterales, cada uno de 10.1 m de ancho total, constituidos por una losa de 0.3 m de canto sustentada cada 5 m por puntales de hormigón.

Atendiendo al proceso constructivo, el tablero se construye en dos fases. En primera fase se construye el cajón central vano a vano, con cimbra autoportante. En segunda fase se construyen los voladizos, mediante carro de alas.

El pretensado se resuelve mediante 16 tendones (8 por alma) de 31 cordones Ø0.6" a lo largo del tablero y 6 tendones de 19 cordones Ø0.6" en el forjado superior, localizados sobre pila.

En primera fase se introduce el 50% del pretensado longitudinal de almas y el pretensado del forjado superior. En segunda fase se introduce el resto de pretensado longitudinal y el pretensado transversal.

El estudio detallado de la distribución no lineal de tensiones en la sección ha permitido optimizar la cuantía de pretensado necesaria, permitiendo definir únicamente pretensado interior adherente en la sección. Se ha eliminado la necesidad de definir pretensado exterior en el interior del cajón, como sucede en otras realizaciones recientes comparables.

## Puente sobre el Danubio en Bratislava (autopista D4). Viaducto principal construido por avance en voladizo

- **José Manuel Simón-Talero Muñoz**  
Dr. Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Consejero Delegado.  
[jsimontalero@torroja.es](mailto:jsimontalero@torroja.es)
- **Ramón M<sup>º</sup> Merino Martínez**  
Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Jefe de Proyecto.  
[rmerino@torroja.es](mailto:rmerino@torroja.es)
- **Ángel Carriazo Lara**  
Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Director Técnico.  
[acarriazo@torroja.es](mailto:acarriazo@torroja.es)
- **Javier Domínguez Martínez**  
Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Ingeniero de Proyecto.  
[jdominguez@torroja.es](mailto:jdominguez@torroja.es)
- **David Walias Sánchez**  
Ingeniero de Caminos. TORROJA INGENIERÍA S.L.P. Ingeniero de Proyecto.  
[dwalias@torroja.es](mailto:dwalias@torroja.es)
- **Wojciech Włodzimirski**  
Ingeniero de Caminos. FERROVIAL AGROMAN S.A. D4r7 Structures Design Manager.  
[wwlodzimirski@ferrovial.com](mailto:wwlodzimirski@ferrovial.com)

### PALABRAS CLAVE:

Hormigón pretensado, Cajón, Voladizos, Dovelas, Sismo, Capacidad, Danubio, Bratislava, Torroja.

### RESUMEN

Dentro del proyecto constructivo de la nueva circunvalación de Bratislava D4R7, se diseña el paso de la autopista D4 sobre el Danubio. Dicho paso consta de 4 viaductos consecutivos, con una longitud conjunta de 2.932,5m. El paso alberga el tronco de la autopista, una vía ciclista y otra peatonal.

El viaducto principal cruza el Danubio y tiene 428 m de longitud total, dividida en 3 vanos de 129+170+129 m de luz. El viaducto se eleva sobre el río 20 m, dejando un gálibo horizontal y vertical para la navegación de 150x10 m.

Las pilas principales cimentan dentro del cauce en profundidad mediante un encepado de 26 pilotes Ø1.8 m. El encepado, al nivel de la lámina de agua, sirve de defensa frente a colisión de barcos.

Frente al sismo, el tablero está coaccionado longitudinalmente en una de sus pilas principales. Transversalmente está coaccionado en todas las pilas.

Se diseña un tablero continuo de hormigón pretensado de canto variable (pila: 10.0 m; Centro vano: 4.3 m) y 35 m de ancho total. El tablero tiene dos partes bien diferenciadas:

- Núcleo central de 16.3m de ancho, constituido por un cajón de 10.5 m de ancho y
- sendos voladizos laterales, de 2x9.1 m de ancho total, constituidos por una losa de 0.3m de canto sustentada cada 5m mediante puntales de hormigón.

Atendiendo al proceso constructivo, el tablero se construye en dos fases. En primera fase se construye el cajón central mediante el método de avance-en-voladizo. En segunda fase se construyen los voladizos, mediante carro-de-alas.

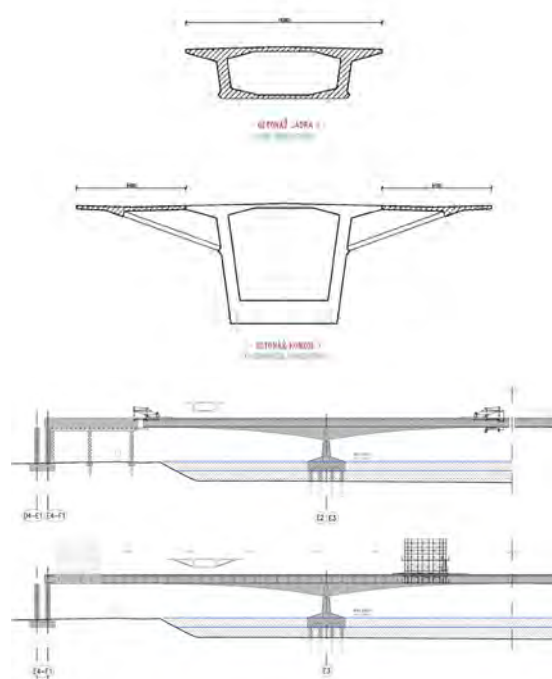


Figura 1: Fases de construcción de la sección tipo del tablero. Detalle del proceso constructivo del tablero.

El pretensado se resuelve mediante 82 tendones por T en el forjado superior (31Ø0.6") y 44/28 tendones de continuidad (vano lateral/central) en el forjado inferior (27Ø0.6").

En primera fase se introduce el 75% del pretensado del forjado superior y el 100% del inferior. En segunda fase se introduce el resto de pretensado longitudinal y el pretensado transversal.



Figura 2: Situación actual de los trabajos.

## Puente sobre el río Chagres (Panamá)

- **Jorge Cascales Fernández**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director Técnico.  
[jcascales@k2ingenieria.es](mailto:jcascales@k2ingenieria.es)
- **Pablo Grandío Noche**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Ingeniero de Proyectos.  
[pgrandio@k2ingenieria.es](mailto:pgrandio@k2ingenieria.es)
- **Sergio Couto Wörner**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director General.  
[scouto@k2ingenieria.es](mailto:scouto@k2ingenieria.es)
- **Ricardo Rico Rubio**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. Director de Ingeniería.  
[rrico@k2ingenieria.es](mailto:rrico@k2ingenieria.es)
- **Luis García Vega**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

### PALABRAS CLAVE:

Voladizos sucesivos, control de flechas, reología.

### RESUMEN

El puente sobre el río Chagres (Panamá) es una estructura de 3 vanos con una distribución de luces de 68.25+131.00+68.25 metros, 10.16 metros de ancho y una altura de pilas de 12.20 metros. La configuración ante solicitaciones horizontales en fase de servicio se resuelve mediante apoyos tipo Pot fijos en las pilas y guiados en los estribos. La cimentación se diseñó con pilotes de diámetro 1.2 metros para los estribos y 1.8 metros para las pilas.

Si bien el proyecto se realizó por una Ingeniería local, siguiendo la normativa AASTHO LRFD 2014, la adjudicación de la construcción a una UTE formada por empresas españolas motivó que k2 Ingeniería realizara una revisión del mismo así como el cálculo tanto del proceso constructivo como de los elementos

auxiliares necesarios para su construcción. Los elementos auxiliares que se proyectaron fueron el carro de avance, la cimbra para las primeras dovelas (dovelas 0 y 1) y la cimbra para las dovelas de estribos. A partir de la revisión efectuada se propusieron diversos ajustes y adaptaciones en el proyecto, algunas de las cuales fueron: ajuste del postensado de estabilidad de pilas en construcción, vinculación entre pilas y subestructura en servicio, adaptaciones en el postesado del tablero o la modificación de detalles de armado. Si bien la revisión del proyecto fue valorada positivamente por el cliente, las dificultades legales para articular algunas de las modificaciones propuestas propició que no se consiguiera realizar todas las adaptaciones.

En este artículo se muestran las conclusiones de dicho trabajo prestando especial atención tanto a las diferencias respecto a un proyecto realizado en España, como al cálculo y control del proceso constructivo mediante la definición de las contraflechas de montaje del carro, así como al seguimiento de la geometría durante la construcción.



Figura 1. Vista del puente durante construcción.



Figura 2. Cimbra para dovelas 0 y 1.

## Puente sobre el río Grande

- **Francisco Millanes Mato**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Presidente de IDEAM.  
[francisco.millanes@ideam.es](mailto:francisco.millanes@ideam.es)
- **Pablo Solera Pérez**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Jefe de Proyectos.  
[pablo.solera@ideam.es](mailto:pablo.solera@ideam.es)
- **Pedro Morujão**  
Máster en Ingeniería Civil. ADEAM. Director General de ADEAM.  
[pedro.morujao@adeam.com.br](mailto:pedro.morujao@adeam.com.br)

- **Daniel Martínez Agromayor**

Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Director del Departamento de Puentes.

[daniel.martinez@ideam.es](mailto:daniel.martinez@ideam.es)

- **Fu Lei Zhou**

Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Ingeniero Proyectista

[fulei.zhou@ideam.es](mailto:fulei.zhou@ideam.es)

## PALABRAS CLAVE:

Puente mixto, doble acción mixta, puente ferroviario, ferrocarril, Brasil, empuje

## RESUMEN

El viaducto sobre el río Grande se enmarca dentro de la actuación de la Ferrovia Norte Sul- Extensão Sul (Brasil), más concretamente en el tramo Belém (PA)- Panorama (SP), subtramo Ouro Verde de Gomas(GO)- Estrella do Este (SP). El puente cruza el Río Grande, es un puente de ferrocarril y consta de 3 tramos: Tramo I(70 m)+Tramo II(250 m)+Tramo III(70 m)+Tramo IV(105 m).

Los tramos I, III y IV se resuelven con tableros de vigas doble T y luces de 35 m. El tramo II (250 m) se resuelve con una solución de doble acción mixta con 125 m de luz principal. El presente artículo se centra en dicho tramo II.



Figura 1. Alzado del puente durante el empuje

El ancho de la plataforma es únicamente 6.00 m, al alojar solamente una vía. La solución mixta es una solución bijacena en zona de centro de vano, mientras que en pila la sección se cierra con doble acción mixta y un cartabón de hormigón. En centro de vano el tablero tiene 6m de canto y en zona de pila 12 m.

El tablero está empotrado en las pilas, que tienen una solución de doble tabique para flexibilizar y reducir los esfuerzos debido a los movimientos impuestos.

El proceso constructivo planteado ha consistido en:

- Fabricación del tramo metálico en el parque de empuje situado en el estribo II.
- Empuje del tramo metálico ayudados de una nariz de lanzamiento de 30 m.
- Descenso del tramo metálico hasta su posición final.
- Ejecución de la unión del tramo metálico con el cartabón.
- Montaje de prelasas y hormigonado de tramo superior.

El puente presenta como principales singularidades la luz

del vano principal que excede de la luz habitual para la tipología del viaducto y tráfico ferroviario, y el proceso constructivo del tablero mediante el empuje de las vigas metálicas a una cota superior a la definitiva con distancias entre apoyos para el empuje muy diferentes entre sí (con el vano principal de 97 m, y apoyos en la pila cartabón separados 28 m).



Figura 2. Montaje sección transversal en parque de empuje

---

## *Puente sobre el río Magdalena en Puerto Berrío (Colombia)*

- **Javier Muñoz-Rojas Fernández**

Dr. Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.

[jmrojas@cfcsl.com](mailto:jmrojas@cfcsl.com)

- **Silvia Fuente García**

Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.

[sfuente@cfcsl.com](mailto:sfuente@cfcsl.com)

- **Santiago Rodríguez Lorente**

Máster de Ingeniería de Estructuras. Carlos Fernández Casado, S.L.

[srodriguez@cfcsl.com](mailto:srodriguez@cfcsl.com)

- **Jorge Delgado García-Pomareda**

Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.

[jdelgado@cfcsl.com](mailto:jdelgado@cfcsl.com)

## PALABRAS CLAVE:

Voladizos sucesivos, socavación, aislamiento sísmico, núcleo de plomo.

## RESUMEN

El proyecto del puente sobre el río Magdalena consiste en la construcción de un puente carretero de longitud total 1360 m. La distribución de luces es 17 x 40.0 m + 140.0 m + 2 x 200.0 m + 140.0 m.

El tramo principal originalmente estaba constituido por un pórtico con vano principal de 200 metros de luz y vanos de compensación de 100 metros cada uno, con pilas centrales en V empotradas en el tablero.

Durante la construcción de las cimentaciones del puente principal se produjo la socavación esperable en 100 años, lo que hizo inviable la construcción de las cimentaciones que no estaban ya terminadas.

Con la nueva configuración de 2 vanos de 200 metros no era posible el empotramiento en las pilas centrales, por lo que se diseñó el puente con aisladores sísmicos de núcleo de plomo para resistir las cargas horizontales y pilas verticales sobre las cimentaciones ya construidas.

La construcción del tablero se planteó por voladizos sucesivos simétricos desde las tres pilas principales y cimbra cuajada en los tramos de 40 metros hasta las juntas del puente, en estribo y pila de transición.

La configuración longitudinal del tramo de acceso se mantuvo. Se trata de vigas prefabricadas con continuidad sobre pilas, apoyadas en aisladores sísmicos de neopreno zunchado de alto amortiguamiento, excepto en pila 9, estribo 2 y pila de conexión con el tramo principal, en el que se dispusieron apoyos tipo pot con topes transversales.

La anchura total del tablero es de 12.95 m. La sección de los vanos principales es un cajón con variación de canto parabólica entre 10.0 m en la sección de apoyos y 3.0 m en la sección de centro de vano. La sección de los vanos de acceso está configurada por 4 vigas pretensas más la losa con un canto constante de 2.0 m.



Figura 1. Vista aérea del puente sobre el Río Magdalena en construcción.

## Puente sobre el río Virilla en la RN-147 de Costa Rica

- **Jose Romo Martin**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Consejero Delegado.  
[jrm@fhecor.es](mailto:jrm@fhecor.es)
- **Francisco Prieto Aguilera**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Departamento Obra Civil.  
[fpa@fhecor.es](mailto:fpa@fhecor.es)
- **Lola Capdevila González-Navia**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Proyecto Obra Civil.  
[mcdgn@fhecor.es](mailto:mcdgn@fhecor.es)
- **Antonio Carmona Herrero**  
Ingeniero de Minas. COPISA. Gerente de la obra.  
[antonio.carmona@copisa.com](mailto:antonio.carmona@copisa.com)
- **Piero Facchini**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. Jefe de OT durante las obras.  
[058.piero.facchini@gmail.com](mailto:058.piero.facchini@gmail.com)
- **Juan Carlos Rosas**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. UNOPS - Project Manager.  
[JuanR@unops.org](mailto:JuanR@unops.org)

### PALABRAS CLAVE:

Puente, mixto, pórtico, sismo, Costa Rica.

### RESUMEN

La actual Ruta Nacional 147 atraviesa el río Virilla en el límite entre el cantón de Belén (provincia de Heredia) y el de Santa Ana (provincia de San José).

Sobre el puente existente circulan diariamente unos 43 000 vehículos. Es una estructura metálica de 166 m de longitud que consta de tres vanos con luces de 50 – 66 – 50 m. El tablero es metálico y está compuesto por cuatro vigas metálicas en doble “T”. Las pilas tienen unos 47 m de altura, siendo el desnivel máximo del tablero sobre el cauce de unos 72 m.

El nuevo puente, situado aguas abajo del existente, se ha proyectado con una longitud y distribución de luces ligeramente inferiores a las del puente existente: 132.65 m de longitud, divididos en tres vanos de 39.50m, 54.00 m, y 39.15 m. Se trata de un puente pórtico de estructura mixta hormigón – acero, con las pilas cimentadas en la ladera.

El tablero está formado por dos vigas armadas de canto variable, entre 1.70 m en los estribos y en la sección central del vano central, y 2.50 m en la unión de las pilas con el tablero. Las vigas están conectadas por la losa superior y por una serie de diafragmas transversales intermedios en K.

Las pilas están, como el tablero, formadas por dos vigas armadas con sección transversal doble T.

En las pilas se ha previsto un sistema de arriostramientos excéntricos (EBF - *Eccentric Braced Frames*) que han permitido adoptar una estrategia antisísmica en la dirección transversal basada en la disipación de energía por la eventual formación de rótulas plásticas en estos arriostramientos. En la dirección longitudinal el pórtico se comporta como un elemento muy rígido y los esfuerzos del sismo se transmiten a la cimentación por un mecanismo de axil y flexión global en las pilas.



Figura 1. Proceso constructivo del nuevo puente en la RN-147. Inicio de rotación de pila.



Figura 2. Proceso constructivo del nuevo puente en la RN-147. Tablero metálico terminado.

## Puente sobre el río Virilla en la Ruta 32 de Costa Rica

- **Hugo Corres Peiretti**  
Dr. Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Consejero Asesor.  
[hcp@fhedor.es](mailto:hcp@fhedor.es)
- **José Romo Martín**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Consejero Delegado.  
[jrm@fhedor.es](mailto:jrm@fhedor.es)
- **Francisco Prieto Aguilera**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Departamento Obra Civil.  
[fpa@fhedor.es](mailto:fpa@fhedor.es)
- **Alberto Martín Galán**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Proyecto Obra Civil.  
[amg@fhedor.es](mailto:amg@fhedor.es)
- **Ricardo Bastida Marín**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Ingeniero de Proyecto Obra Civil.  
[rbm@fhedor.es](mailto:rbm@fhedor.es)
- **Juan Carlos Rosas**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos. UNOPS – Project Manager.  
[JuanR@unops.org](mailto:JuanR@unops.org)

### PALABRAS CLAVE:

Puente, voladizos, sismo, Costa Rica.

### RESUMEN

La Ruta Nacional 32 conecta la capital de San José con Limón, principal puerto de Costa Rica en el Caribe. El tramo inicial de la ruta discurre en doble calzada por la capital. En el límite de provincia entre San José y Heredia la ruta se convierte en una carretera convencional que cruza el valle del Virilla mediante un puente construido a comienzos de los años 80.

El proyecto del nuevo puente sobre el Virilla es la primera actuación en marcha para la duplicación de la Ruta 32.

Sobre el puente existente circulan diariamente unos 35 000 vehículos. Tiene 285 m de longitud, con tres vanos sobre el cauce resueltos con una sección cajón de hormigón, con una luz máxima de 82.80 m, y unos vanos de aproximación de luz tipo 25 m resueltos con un tablero de vigas.

El nuevo puente se ha proyectado con la misma longitud y posición de pilas que el puente existente, pero adoptándose una luz de 130 m en el vano principal, reduciendo el número de pilas de seis a dos, tratando de evitar la ejecución de cimentaciones en unas laderas en las que se ha vertido una gran cantidad de rellenos en los 35 años transcurridos desde la construcción del puente existente.

El tablero se ha resuelto mediante una sección cajón de hormigón postesado de canto variable, construido mediante avance en voladizo, con un ancho de 14.30 m para albergar una acera de 1.50 m, tres carriles de 3.60 m cada uno, y sendos arcenes de 0.50 m.

Las pilas tienen unos 40 metros de altura y están formadas por un par de fustes macizos. Están empotradas en el tablero ya que uno de los requisitos del cliente fue minimizar evitar el empleo de dispositivos especiales que requirieran de mantenimiento.



Figura 1. Vista aérea del puente existente.



Figura 2. Render del alzado del nuevo puente.

## Puentes de la autopista I-66 en Virginia

- **Amaya Hernando Martín**  
Máster Ingeniera de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Directora de Proyectos. Departamento de Puentes.  
[ahernando@proes.engineering](mailto:ahernando@proes.engineering)
- **M. Alejandro Nicolás Pazo**  
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Ingeniero de Proyecto. Departamento de Puentes.  
[anicolas@proes.engineering](mailto:anicolas@proes.engineering)
- **Miguel Ángel Higuera Antón**  
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Departamento de Puentes. Director de Proyectos. Departamento de Puentes.  
[mhiguera@proes.engineering](mailto:mhiguera@proes.engineering)
- **David Nogueira Abal**  
Arquitecto Técnico. Ingeniero de Edificación. Proes Consultores. Departamento de Puentes. Responsable de BIM.  
[dnogueira@proes.engineering](mailto:dnogueira@proes.engineering)
- **Antonio J. Madrid Ramos**  
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Jefe del Área de Infraestructuras Terrestres.  
[amadrid@proes.engineering](mailto:amadrid@proes.engineering)
- **Óscar Luque Nuñez**  
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Coordinador Estados Unidos.  
[oluque@proes.engineering](mailto:oluque@proes.engineering)

### PALABRAS CLAVE:

Vigas pretensadas, puentes metálicos, rehabilitación, normativa AASHTO, ampliación de puentes.

### RESUMEN

Proes Consultores, en colaboración con su socio americano Janssen & Spaans, ha desarrollado el proyecto constructivo



completo del segmento 1 de la autopista I-66 en el estado de Virginia (Estados Unidos), con una longitud de 9.68 millas.

En este segmento hay un total de 13 estructuras, con un ámbito que se extiende desde las de nueva construcción a actuaciones de refuerzo y ampliación sobre estructuras existentes.

Se van a presentar dos de las actuaciones más singulares. La que ha supuesto un mayor reto técnico ha sido la B687 en University, La situación de partida era un paso superior de tres vanos de luces 130', 176' y 169', con un ancho de 83'-11", resuelto con nueve vigas metálicas continuas sobre las que se dispone una losa superior de hormigón. El proyecto de ampliación de la autopista requería un ensanche de esta estructura de 7'-1" en toda su longitud, así como que se convirtiera en punto de entrada y de salida a o desde los nuevos carriles que se incorporan a la I-66. Estos carriles van ganando cota respecto a la rasante del tronco mediante muros de suelo reforzado, hasta el momento en el que entran en la estructura a través de una geometría de transición diseñada en la zona de ampliación. En las figuras siguientes se muestra la planta y el alzado de la nueva solución proyectada.

La estructura B691, en Century, es de nueva construcción. Se trata de un paso superior atípico, dado que no resuelve la permeabilidad transversal, sino que vuelve a ser un elemento de acceso o salida a los nuevos carriles. En la figura siguiente se muestra su planta y alzado. Consta de dos vanos de 115'-5" y 101'-1". Se ha resuelto con once vigas de hormigón pretensado sobre las que se dispone una losa de hormigón.

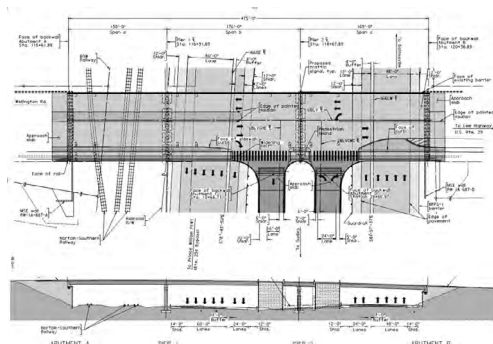


Figura 1. Actuación a realizar.



Figura 2. Planta de Century.

## Puentes en carretera Panamericana. Análisis de distintas estrategias sísmicas

### • Luis Carrillo Alonso

Dr Ingeniero de Caminos C. y P. Acciona Ingeniería. Jefe Departamento Estructuras Obra Civil y Hormigón.  
[luis.carrillo.alonso@acciona.com](mailto:luis.carrillo.alonso@acciona.com)

### • Angel Carrasco Conejo

Ingeniero de Caminos C. y P. Acciona Ingeniería. Jefe de Proyectos División Estructuras

[angel.carrasco.conejo@acciona.com](mailto:angel.carrasco.conejo@acciona.com)

### • Mayra Toledo Serrano

Ingeniero de Caminos C. y P. Acciona Ingeniería. Ingeniero de proyecto.

[maira.toledo.serrano@acciona.com](mailto:maira.toledo.serrano@acciona.com)

### • Mariano Martín Cañueto

Ingeniero de Caminos C. y P. Acciona Ingeniería. Jefe División de Estructuras.

[mariano.martin.canueto@acciona.com](mailto:mariano.martin.canueto@acciona.com)

### • Jaime Ruiz-Ruano Álvarez

Ingeniero de Caminos C. y P. Acciona Ingeniería. Ingeniero de proyecto.

[jaimebasilio.ruizruano.alvarez@acciona.com](mailto:jaimebasilio.ruizruano.alvarez@acciona.com)

### • David Pérez Fernández

Ingeniero de Caminos C. y P. Acciona Ingeniería. Ingeniero de proyecto.

[d.perez.fernandez@acciona.com](mailto:d.perez.fernandez@acciona.com)

## PALABRAS CLAVE:

Estrategia sísmica, aislamiento, ductilidad, neopreno HDRB, pila-pilote, pila pórtico.

## RESUMEN

Acciona Construcción en consorcio resultó adjudicataria del proyecto y construcción del nuevo tramo de la carretera Panamericana, siendo Acciona Ingeniería la encargada del desarrollo del proyecto de las estructuras.

Se ha desarrollado entonces el diseño de 17 estructuras, de las cuales 11 son puentes de tablero prefabricado de vigas postesadas, con luces de hasta 41 m. Dentro este conjunto de estructuras prefabricadas se diferencian 4 tipologías: pasos superiores rectos de gran ancho sobre pilas pórtico, pasos superiores curvos con tableros de ancho reducido sobre pilas martillo, pasos inferiores sobre estribos cargadero y pérgolas.

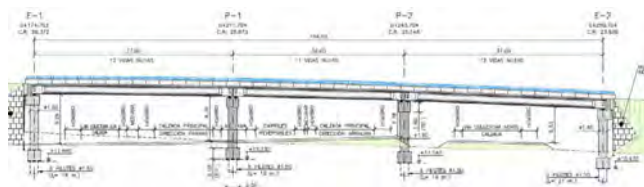


Figura 1. Alzado del tablero de la estructura E-2. Paso superior con tablero de gran ancho.

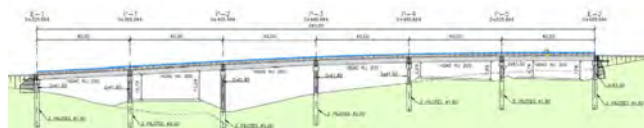


Figura 2. Alzado del tablero de la estructura E-12. Paso superior con tablero de pequeño ancho.

La principal característica del proyecto es que se sitúa en una zona de alta sismicidad. Se plantearon entonces alternativas para el diseño de la subestructura según dos estrategias sísmicas: la primera de ellas basada en el uso de elementos aisladores que permitieran reducir la acción sísmica sobre la estructura, la cual permanecería en el rango elástico y por lo tanto sin daño, siendo empleado para ello la disposición de apoyos de neopreno tipo HDRB; mientras que la segunda alternativa proponía la disipación de la energía de la acción sísmica mediante el uso de la ductilidad de la propia estructura, junto con el uso de la flexi-

bilidad aportada por las cimentaciones profundas. Este segundo caso implica la formación de rótulas plásticas en los fustes y la asunción de la necesidad de reparación después del sismo.

Igualmente, para el diseño de los tableros se plantearon dos soluciones: una primera en el que haciendo uso de tableros de vigas isostáticas se primaba la facilidad de ejecución, y una segunda en la que mediante la ejecución de riostras *in situ* se materializaba la continuidad de los tableros, optimizándose así el número de vigas necesarias, reduciéndose la masa del tablero y la acción sísmica, a costa de una mayor complejidad de ejecución.

## Puentes que catalizan el desarrollo urbano

### • Héctor Beade Pereda

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Knight Architects. Associate | Bridge Designer.

[h.bead@knightarchitects.co.uk](mailto:h.bead@knightarchitects.co.uk)

### PALABRAS CLAVE:

Proyecto y cálculo de todo tipo de estructuras, puentes, catalizadores de desarrollo urbano, diseño, estética, regeneración urbana, condicionantes, funcionalidad, accesibilidad.



Figura 1. Pasarela de St. Philips. De izquierda a derecha y de arriba a abajo: plano de Temple Island en 1885, imágenes aéreas tomadas en 1920 y 2016, y pasarela construida.



Figura 2. Puente de Zorrotzaurre: Vista aérea de la zona en 1969, ubicación del puente, Plan Maestro de 2003, croquis del autor mostrando el puente en su escenario futuro, y puente construido.

### RESUMEN

En el proceso de evolución de las ciudades a lo largo del tiempo, la recuperación para uso público de áreas industriales que son absorbidas por el tejido urbano en su proceso natural de crecimiento es un problema de diseño al que se han de enfrentar, de modo recurrente, ingenieros y arquitectos.

El desarrollo de estas áreas requiere, en casi todos los casos, la construcción de nuevas infraestructuras para permitir o mejorar la accesibilidad a esas zonas. Estas infraestructuras incluyen frecuentemente nuevos puentes que, por lo general, tendrán la responsabilidad de convertirse en las primeras referencias, en términos de diseño, de ambiciosos proyectos de transformación urbana sobre los que se tienen grandes expectativas. Por esta razón, tienen que ser adecuados en dos escenarios radicalmente diferentes: la generalmente larga situación temporal (a veces décadas) en las que serán de los pocos elementos del área que cumplen con las aspiraciones formales del desarrollo futuro, y en la situación final en la que la nueva ciudad y el puente deben funcionar como un todo. El conseguir responder con éxito a, por un lado, los distintos condicionantes de diseño y, por otro, a dos contextos tan diferenciados como los descritos, es un reto para los diseñadores de puentes.

Este artículo explora las claves a considerar al diseñar puentes que permiten y catalizan el crecimiento urbano, utilizando tres ejemplos de la experiencia previa del autor. La influencia en el diseño de aspectos como la historia de las zonas en las que se proyecta, la responsabilidad como *puerta de acceso* (desde un punto de vista formal, pero también funcional, como infraestructura que permite la construcción de los nuevos desarrollos), o las particularidades de los tipos de clientes que el diseñador se suele encontrar en estos proyectos, son analizadas en el texto.

## Tiller Øst, dos nuevos puentes integrales peatonales en Trondheim

### • Sergio Albero Chacón

MSc ICCP PMP®. Degree of Freedom. Ingeniero Senior.

[s.albero@dofengineers.com](mailto:s.albero@dofengineers.com)

### • Alberto Ordiñana Gil

MSc ICCP. Degree of Freedom. Ingeniero.

[a.ordinana@dofengineers.com](mailto:a.ordinana@dofengineers.com)

### • Fernando Ibáñez Climent

MSc ICCP. Degree of Freedom. Director.

[f.ibanez@dofengineers.com](mailto:f.ibanez@dofengineers.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente, integral, peatonal, Noruega, hormigón, postesado, prefabricar, poliestireno.

### RESUMEN

En 2018 se completaron dos puentes peatonales ubicados en una intersección en el área de Tiller, en la ciudad noruega de Trondheim.

El puente sobre la carretera John Aaes es para uso de esquiadores. Perteneció a una tipología de pasos típica en países nórdicos, a los que se les incorpora en invierno una capa de nieve compactada. Es un puente integral de hormigón armado, planta curva y cimentación superficial. Su tablero de tres vanos es de 34 m de longitud, con luz máxima de 16 m. Tiene 5.6 m de ancho y canto de 800 mm (L/20). En sendos tramos volados en extremos del tablero apoyan las losas de transición junto a las aletas en vuelta. Las dos pilas centrales tienen un fuste potente de sección circular, mientras que las extremas, ubicadas dentro

de terraplenes, constan de dos fustes esbeltos forrados de poliestireno expandido, cuya deformabilidad reducirá la coacción del relleno frente al movimiento de pilas y tablero.

Por otro lado, el puente sobre la carretera Harald Torps es para uso peatonal y ciclistas. Este puente semi-integral, de hormigón postesado, tiene 46 m de longitud y tres vanos con luz máxima de 24 m. Tiene 4.2 m de ancho, 820 mm de canto (L/29) y también consta de losas de transición. La configuración de pilas es similar a la del otro puente, salvo que, en un extremo el tablero descansa en un estribo sobre apoyos deslizantes POT, y en el otro los fustes se envuelven con tuberías de hormigón para facilitar su deformación dentro del terraplén. Además, por seguridad, el tablero se prefabricó en los aledaños. Fue transportado con cuatro vehículos especiales y colocado sobre puntales anexos a pilas. En el tablero se dispusieron orificios a ejes de pila que se hormigonaron a posteriori y, una vez endurecidos, se procedió al postesado y retirada de apeos.

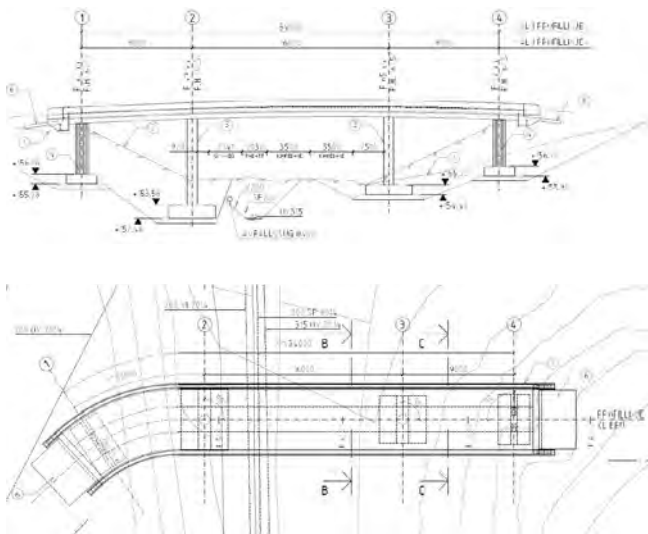


Figura 1. Planta y alzado del Skibru.

## Un puente sencillo integral. Intersección Prince Turki-Oroubah, Riad, Arabia Saudita

- **Jorge Bernabéu Larena**  
Dr. Ingeniero de Caminos. IDOM. Director de Proyectos.  
[jbl@idom.com](mailto:jbl@idom.com)
- **Javier Gómez Guerra**  
Ingeniero de Caminos. IDOM. Ingeniero Estructural.  
[jgomezg@idom.com](mailto:jgomezg@idom.com)

### PALABRAS CLAVE:

Diseño conceptual, proyecto constructivo, puente integral, hormigón pretensado, diseño creativo, estética.

### RESUMEN

El puente forma parte de una concepción conjunta que separa en estructuras diferentes conexión y representatividad en

una intersección entre dos autopistas urbanas en Riad. Mientras un puente de apariencia sencilla asume la función de comunicación viaria, tres arcos luminosos tienen un carácter icónico como referente de la intersección.

El puente se define por su sencillez formal y la legibilidad de sus elementos resistentes. Un dintel continuo de hormigón soportado por tubos metálicos. El tablero es un cajón multicelular pretensado de 26 m de anchura, canto constante de 2.6 m y sección afilada de fondo curvo. El tablero se empostra en las pilas configurando una estructura integral de 215 m de longitud y distribución de vanos: 35-45-55-45-35 m. La cimentación sobre pilotes favorece la flexibilidad de las pilas. En las dos extremas, más cortas y que asumen mayor desplazamiento longitudinal, se liberan con un forro de poliestireno los 6m superiores de los pilotes para permitir su deformación sin coacciones.

Cada pila está formada por un conjunto de siete tubos mixtos de 1 m de diámetro, de superficie exterior de acero Corten y rellenos de hormigón, que presentan una distribución espacial irregular y variable. El tablero de hormigón, continuo y pesado, se sustenta sobre estos fustes esbeltos que remiten a tallos de inspiración vegetal. En el eje del tablero, unas aperturas conoides permiten el paso de la luz configurando una línea longitudinal discontinua de lucernarios para iluminar, de día y de noche, el espacio bajo el tablero.

Un puente de apariencia simple que pone en juego estrategias estructurales más complejas.



Figura 1. Vista en escorzo del tablero sobre el conjunto de tubos mixtos de distribución irregular.

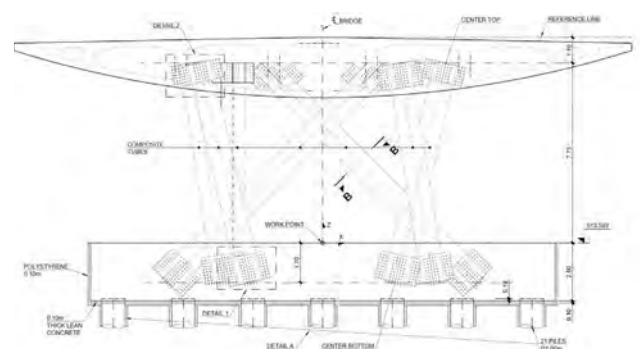


Figura 2. Sección transversal sobre pilas; cada pila está formada por siete tubos mixtos inclinados.

---

## Viaducto de Arafat Road, Riad, Arabia Saudí

- **Guillermo Ferrer Gutiérrez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SILGA SL.  
[g.ferrer@silga.es](mailto:g.ferrer@silga.es)
- **Domingo Lorenzo Esperante**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SILGA SL.  
[d.lorenzo@silga.es](mailto:d.lorenzo@silga.es)
- **José Antonio Crespo Martínez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SILGA SL.  
[j.a.crespo@silga.es](mailto:j.a.crespo@silga.es)

### PALABRAS CLAVE:

Viaducto, hormigón, Arabia.

### RESUMEN

El viaducto proyectado se encuentra en la carretera Arafat a su cruce con la carretera Al Azizia, en la ciudad de Riad, Arabia Saudí. Se trata de un viaducto de hormigón pretensado de sección cajón multicelular. La longitud total es de 517 metros dividida en once vanos de 5x45-67-5x45 metros. El ancho total es de 26.40 m.

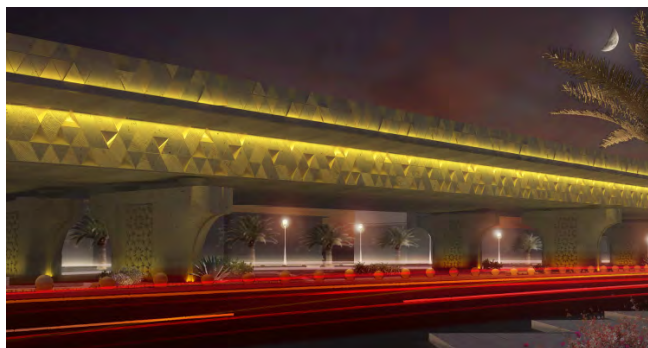


Figura 1. Propuesta de acabado decorativo con paneles GRC.



PIER P7

Figura 2. Subestructura parcialmente ejecutada por el contratista anterior.

La característica más singular de este viaducto es que su ejecución fue iniciada aproximadamente hace cuatro años e interrumpida cuando se habían realizado parte de las cimentaciones y arranques de pilas. Los autores de esta ponencia

recibieron el encargo de realizar un nuevo proyecto de la estructura teniendo en cuenta lo ya ejecutado, a la vez que se introducían modificaciones cuyo objetivo era reducir los tiempos de construcción.

Las modificaciones afectaron al tablero, pero sobre todo a las fases de ejecución y a la vinculación entre tablero y pilas. Por razones de tiempos de suministro, se buscó eliminar en lo posible los apoyos en pilas y recurrir a empotramiento de las mismas en el tablero. Se introdujeron también modificaciones en las fases de manera que se pudiera trabajar en varias fases simultáneamente.

Los autores han participado en el diseño y la asistencia a la obra durante la ejecución del viaducto. Adicionalmente el alcance del trabajo se amplió a la realización de los diseños de acabados arquitectónicos y paisajismo.

---

## Viaducto de Kappara en San Gwann en Malta

- **Juan Luis Bellod Thomas**  
Ingeniero de CCyP. CESMA Ingenieros S.L. Director General.  
[cesma@cesmaing.com](mailto:cesma@cesmaing.com)
- **David Sanz Cid**  
Ingeniero de CCyP. CESMA Ingenieros S.L. Ingeniero.  
[cesma@cesmaing.com](mailto:cesma@cesmaing.com)

### PALABRAS CLAVE:

Proyecto y cálculo de puente mixto, Eurocódigos, pantallas acústicas, entorno urbano.

### RESUMEN

El puente, situado en la calle Mikiel Antón Vasasalli, en Kappara, pequeña población perteneciente a San Gwann, se ubica sobre la glorieta existente entre esta calle y la calle Tas-Sliema. Está compuesto por dos tableros mixtos, uno para cada sentido de circulación, de 193 m de longitud, con una distribución de luces de 23-23-24-27-23-27-23-23 m. Cada uno de ellos presenta un ancho 9.95 m y un canto total de 1.18 m. La sección transversal se remata, no solo por los habituales pretiles metálicos de contención de vehículos, sino también, en algunas zonas, por pantallas acústicas, debido a la proximidad de la estructura a las viviendas.

El tablero se resuelve por medio de una losa de hormigón armado de 0.23 m de espesor, ejecutada sobre prelosas prefabricadas de 8 cm de canto. La losa se conecta por medio de pernos conectadores a las platabandas superiores del cajón metálico de sección trapezoidal que apoya sobre las pilas. Este cajón tiene un canto de 0.95 m, y está formado por una platabanda inferior de 4 m de ancho, almas laterales inclinadas y un alma central vertical, rematadas todas ellas por las citadas platabandas superiores.

Las pilas son apantalladas de espesor 0.9 m y ancho variable, estando situado su máximo, de 4 m, en la coronación y reduciéndose con la altura con pendiente 1/15. Las cimentaciones se definen por medio de zapatas que apoyan bien en el terreno natural o bien sobre rellenos de hormigón en masa de hasta 5 m de espesor. Los estribos son sillas cargaderos de hormigón armado sobre pilotes.



Figura 1. Vista de la obra terminada a su paso sobre la glorieta.



Figura 2. Vista aérea de la construcción del viaducto.



Figura 1. Vista implementada sobre fotografía.

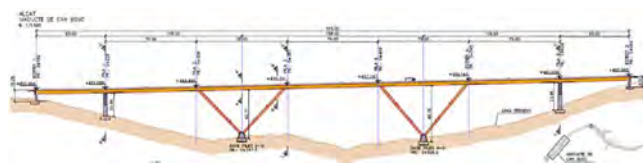


Figura 2. Alzado del viaducto.

## Viaducto del Sot de l'Ullar (o del torrent de can Bosc)

- **Manuel Reventós Rovira**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Enginyeria Reventós, SL. Administrador.  
[mreventos@ereventos.com](mailto:mreventos@ereventos.com)
- **Jaume Guàrdia Tomàs**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Enginyeria Reventós, SL. Jefe Departamento de Estructuras.  
[jguardia@ereventos.com](mailto:jguardia@ereventos.com)

### PALABRAS CLAVE:

Puente, viaducto, pórtico, mixto, gran luz, singular.

### RESUMEN

El viaducto del Sot de l'Ullar (o del torrent de can Bosc) forma parte de la variante de Sant Feliu de Codines de la C-59; es un pórtico mixto de 515 m de longitud con la rasante a 50 m de altura sobre el fondo del valle. El viaducto está resuelto con 5 luces de 60 + 118.5 + 158 + 118.5 + 60 m, con 2 pilas verticales y 4 inclinadas formando 2 uves. El tablero tiene 7 luces de 60 + 5x79 + 60 m y está formado por dos vigas de acero y losa superior de hormigón (o también inferior sobre pilas) conectadas (doble acción mixta).

En el proceso constructivo se ha contemplado el uso de apeos y tirantes provisionales para poder montar las pilas inclinadas. Para la ejecución del tablero se han estudiado los accesos y posición de las grúas y tramos de tablero, también se ha tenido en cuenta el proceso de hormigonado y endurecimiento de cada tramo. Es un ejemplo de empleo de tecnologías usuales en luces medias para resolver una gran luz.

## Viaducto empujado Al Harrach para el metro de Argel

- **Juan Rodado López**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. PROINTEC S.A. Director de Operaciones .  
[jrodado@pointec.es](mailto:jrodado@pointec.es)
- **Antonio Carnerero Ruiz**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. PROINTEC S.A. Coordinador Técnico de Estructuras .  
[acarnerero@pointec.es](mailto:acarnerero@pointec.es)
- **María Jesús Rosado García**  
Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. PROINTEC S.A. Jefa del Departamento de Estructuras .  
[mjrosado@pointec.es](mailto:mjrosado@pointec.es)
- **Paula San Marcos Llamas**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. PROINTEC S.A. Especialista en Estructuras .  
[psanmarcos@pointec.es](mailto:psanmarcos@pointec.es)
- **Diego Albillos Albillos**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. PROINTEC S.A. Especialista en Estructuras.  
[dalbillos@pointec.es](mailto:dalbillos@pointec.es)
- **Lourdes Gutiérrez Calvo**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. PROINTEC S.A. Especialista en Geotecnia.  
[mlgutierrez@pointec.es](mailto:mlgutierrez@pointec.es)

### PALABRAS CLAVE:

Viaducto, Argel, metro, empujado, hormigón, pretensado, sismicidad, Harrach, amortiguador, dovela

### RESUMEN

La ampliación C1, Ain Naadja-Baraki, de la línea 1 del Metro de Argel cruza el Oued de Al Harrach mediante un viaducto de 1464 m de longitud que se ha proyectado como empujado

desde ambos estribos. Se trata de un viaducto con tablero de sección cajón de hormigón pretensado de 1.464 m de longitud distribuidos en 35 vanos con luces máximas de 51 m. Sobre el viaducto se localizan los andenes de dos estaciones elevadas Ain Naadja Gare y Future Parc Urbain. El tablero dispone tanto de pretensado interior, para el empuje, como exterior para la fase final.

El proyecto ha estado condicionado por la alta sismicidad de la zona que ha requerido la utilización de sistemas específicos de protección y aislamiento sísmico. En particular, se han utilizado amortiguadores longitudinales en ambos estribos, así como transversales en estribos y pilas, disponiéndose en todas las pilas y estribos apoyos dobles pendulares, además de topes sísmicos de bloqueo en los capiteles como sistema redundante de seguridad.

El trazado en planta tiene forma de S, por condicionamientos de la línea, y se ha proyectado expresamente para que el viaducto pueda ser empujado en función de los tramos del propio trazado.

El primer tramo de 928.7 m de longitud se proyecta para ser empujado desde el estribo 1 hasta la pila P23. Tiene un trazado en planta curvo de 1500 m de radio constante y perfil horizontal.

El segundo tramo de 387.7 m de longitud se proyecta igualmente para ser empujado desde el estribo 2 hasta la pila P27. El trazado de este tramo en planta consiste en una curva circular de radio 1195 m y en alzado tiene una pendiente constante del 4%.

Ambos tramos se conectan por medio de un tramo central de 147.6 m de longitud hormigonado *in-situ*.



Figura 1. Planta del viaducto.

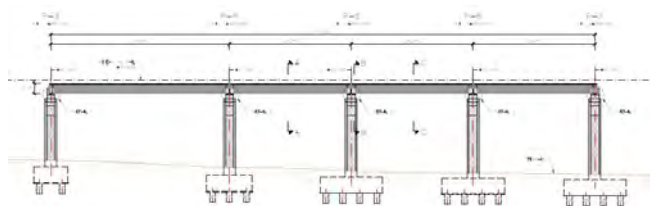


Figura 2. Planta y alzado de estación Ain Naadja Gare.

## Viaducto ferroviario con tablero mixto bijáceno para sustituir un terraplén en obra de emergencia en la línea Bobadilla-Antequera

- **Illán Paniagua Serrano**

Dr. en Geología. Ines Ingenieros Consultores. Director de geotecnia.  
[ips@inesingenieros.com](mailto:ips@inesingenieros.com)

- **Gonzalo Moreno Bayo**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ines Ingenieros Consultores. Director de proyectos.  
[gmb@inesingenieros.com](mailto:gmb@inesingenieros.com)

- **José Luis Martínez Martínez**

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ines Ingenieros Consultores. Director Técnico.

[jlm@inesingenieros.com](mailto:jlm@inesingenieros.com)

- **José Antonio Martín-Caro**

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ines Ingenieros Consultores. CEO.

[jmc@inesingenieros.com](mailto:jmc@inesingenieros.com)

### PALABRAS CLAVE:

Desastre natural, viaducto ferroviario, tablero mixto bijáceno, NoBo y AsBo.

### RESUMEN

En octubre de 2018 tuvo lugar un episodio excepcional de lluvias en la comarca de Antequera que afectó a la línea Bobadilla-Algeciras. En el PK 3+200 existía un terraplén de unos 20 m de altura y unos 60 m de longitud, dotado de una notable obra de drenaje de fábrica de arenisca. Durante las lluvias la obra entró en carga y fue incapaz de desaguar el caudal lo que provocó que el arroyo de las Tinajas rebasara la vía e hiciese deslizar el terraplén.

Adif habilitó una obra de emergencia para restituir el tráfico. Se contempló la restitución con un nuevo terraplén y la de construcción de un viaducto prefabricado o mixto. Finalmente, se desarrolló esta última.



Figura 1. Estado de la vía después del fallo del terraplén.



Figura 2. Vista de la estructura terminada.

La obra es recta, de 85 m de longitud distribuidos en tres vanos de 25, 35 y 25 m. El tablero alberga una sola vía sobre balasto, centrada, no electrificada en un ancho de 8.60 m. El canto es uniforme, de 2.15 m. La sección transversal está formada por dos vigas doble T de 1.80 m de canto arriostrada por pórticos en H cada 5.00 m. Se empleó acero autopatinable S-355 J2W. La losa superior, de 0.35 m de canto se hormigonó sobre prelosas, al igual que la losa inferior de la zona de apoyos

en pilas (doble acción mixta), de 0.20 m de canto. Las fuerzas longitudinales se llevan a un estribo fijo, de hormigón, igual que las pilas y el estribo móvil.

El proyecto se completó en un mes y la construcción en cinco, incluida la fabricación en taller.

El artículo pone de manifiesto las ventajas de esta tipología en casos de proyectos de emergencia en los que la fiabilidad y el plazo total de proyecto y construcción resultan condicionantes. Así como los procedimientos de análisis de riesgos e interoperabilidad.

## Viaducto mixto en el acceso al Hospital Universitario Central de Asturias

- **Javier Pascual Santos**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Brissa SL. Director.  
[javier.pascual@brissa.es](mailto:javier.pascual@brissa.es)
- **Diego Pajuelo Gallardo**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Brissa SL. Jefe de Proyectos.  
[diego.pajuelo@brissa.es](mailto:diego.pajuelo@brissa.es)
- **Juan Jesús Álvarez Andrés**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Jefe Servicio Puentes y Estructuras de Obra Civil.  
[jjalvarez@gravityeng.com](mailto:jjalvarez@gravityeng.com)
- **Guillermo Lorente Perchín**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGravity Engineering. Servicio Puentes y Estructuras de Obra Civil.  
[glorentep@gravityeng.com](mailto:glorentep@gravityeng.com)

### PALABRAS CLAVE:

Viaducto, estructura mixta, costillas, riostras, curvatura, torsión.

### RESUMEN

El puente forma parte del nuevo enlace entre la AS-II y el Hospital Universitario Central de Asturias. Se trata de un puente pantalón de siete vanos y luz máxima 61.75 m en el tronco principal curvo al que se incorpora un ramal también curvo de dos vanos y luz máxima 48 metros. La estructura presenta cuatro zonas:

En los tres primeros vanos del tronco principal el tablero es de anchura 17.65 metros, compuesto por una viga cajón mixta con costillas a cada lado.

En los dos primeros vanos del ramal el tablero mixto está formado por una única viga cajón metálica curva.

Tras la confluencia de las losas de los dos tableros se desarrolla una zona de anchura variable hasta su convergencia a una sección constante de 21.3 metros. En esta zona la vinculación transversal de los cajones es potente, ya que se disponen cinco riostras transversales.

Finalmente, la estructura continua con anchura constante de 21.3 metros hasta el estribo opuesto con sección con doble cajón.

En la comunicación se comentarán los aspectos más singulares de la respuesta estructural del puente, como el diseño de las costillas y riostras transversales, y el acoplamiento en la respuesta de los dos cajones en la zona pantalón, así como los aspectos constructivos más significativos.

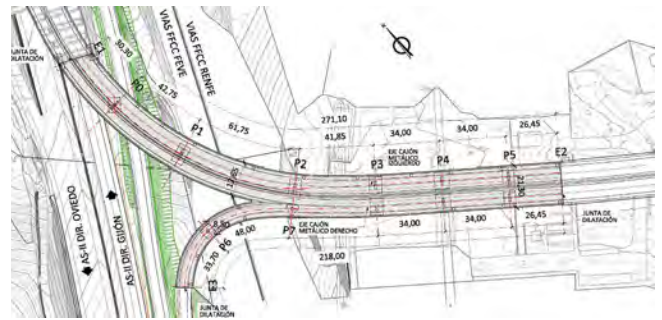


Figura 1. Planta general del viaducto.



Figura 2. Vista de las riostras entre cajones metálicos.

## Viaducto para ferrocarril de alta velocidad sobre el río Tajo en el embalse de Alcántara

- **Antonio Martínez Cutillas**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[amartinez@cfcs.com](mailto:amartinez@cfcs.com)
- **Borja Martín Martínez**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[bmartin@cfcs.com](mailto:bmartin@cfcs.com)
- **Silvia Fuente García**  
Ingeniera de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[sfuente@cfcs.com](mailto:sfuente@cfcs.com)
- **Lucía Blanco Martín**  
Ingeniera de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[lblanco@cfcs.com](mailto:lblanco@cfcs.com)
- **Héctor Faúndez Velasco**  
Ingeniero de Obras Públicas. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[hfaundez@cfcs.com](mailto:hfaundez@cfcs.com)
- **Manuel Escamilla García-Galán**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[mescamilla@cfcs.com](mailto:mescamilla@cfcs.com)
- **Luis Miguel Salazar Martín**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[lmsalazar@cfcs.com](mailto:lmsalazar@cfcs.com)

### PALABRAS CLAVE:

Ferrocarril de alta velocidad, arco de hormigón armado, voladizos atirantados, carro de avance, cimbra autoportante.

### RESUMEN

Recientemente finalizado, el viaducto tiene una longitud total de 1488 m. Su distribución de luces viene influenciada por el

salto del río Tajo, el cual se realiza mediante un arco de 324 m de luz, dividiendo el tablero sobre el mismo en seis vanos de 54 m. Los vanos de acceso se plantean de 60m, intercalándose entre ellos dos vanos de transición de 57 m.

La sección transversal del tablero consiste en un cajón de hormigón postesado de canto constante de 4.00 m de canto, con 5.00 m de ancho en la losa inferior y 14.00 m de plataforma en la losa superior.

El arco, de directriz curva, salva una luz de 324 m con una flecha de 70 m. Consta de un cajón de hormigón armado de canto variable entre 3.50 m y 4.00 m y en ancho entre 12.00 m en arranques y 6.00 m en clave. El espesor es variable, siendo generalmente de 0.60 m. Cuenta con chaflanes a 0.40 m en las esquinas, con objeto de mejorar la respuesta aeroelástica de la sección.

Las pilas tienen altura muy variable, alcanzándose alturas superiores a 70 m

La fijación del viaducto frente a acciones longitudinales se realiza en la pila situada sobre clave del arco. Esta distribución optimiza la longitud dilatada, dividiéndola prácticamente a la mitad respecto a la alternativa de fijación en estribo.

La ejecución del tablero se realiza mediante el empleo de dos cimbras autoportantes, avanzando desde ambos estribos. Los vanos centrales sobre el arco se ejecutan del mismo modo.

El proceso de construcción del arco consiste en su ejecución mediante voladizos sucesivos atirantados desde su arranque en ambos plintos, con dovelas realizadas mediante carro de avance. Para ello es necesario un sistema de tirantes provisionales, con objeto de soportar las dovelas ya ejecutadas hasta el cierre del arco. Este sistema se sustenta en dos torres metálicas provisionales, dispuestas sobre las pilas correspondientes a las cimentaciones del arco.



Figura 1. Viaducto sobre el Río Tajo durante la Prueba de Carga.

## Viaducto sobre el río Aragón-Subordán

- **Antonio Martínez Cutillas**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[amartinez@cfcs.com](mailto:amartinez@cfcs.com)
- **Borja Martín Martínez**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[bmartin@cfcs.com](mailto:bmartin@cfcs.com)

### PALABRAS CLAVE:

Vigas artesas prefabricadas, alta resistencia, pilas en V prefabricadas, unión a media madera.

### RESUMEN

El presente resumen hace referencia al proyecto constructivo modificado, y finalmente ejecutado, del viaducto sobre el Río Aragón-Subordán.

El viaducto se platea de forma que ambos estribos están situados fuera de la zona de vegetación de ribera. La luz del vano sobre el cauce principal es de 60 m para permitir que las pilas definitivas no se encuentren en el cauce ordinario.

Se dispone un vano principal de 60 m, con vanos adyacentes de compensación de 45 m a ambos lados. Dichos vanos se disponen como continuos, configurando el puente principal. La luz principal se salva reduciendo la luz real del tablero mediante unas pilas en V, las cuáles se empotran en el mismo.

A partir del puente principal, se definen vanos isostáticos a ambos lados, hasta alcanzar la posición requerida de estribos, disponiéndose ocho vanos de 29.00 m hacia el Estribo-1 y dos vanos de 32.50 m hasta el Estribo-2, para una longitud total de 447.00m.

El tablero se configura mediante vigas artesas prefabricadas pretensadas, completándose mediante la disposición de prelosas colaborantes sobre las mismas y hormigonado in situ de la losa superior. En la zona del puente principal (vanos de 45+60+45 m), se conectan las vigas prefabricadas tras el montaje mediante uniones a media madera pretensadas con barras con juntas rellenas con mortero sin retracción de altas prestaciones, confiriendo continuidad en dicha zona.

Las pilas en V, correspondientes a la P-9 y P-10, tienen un diseño coherente con el resto de las pilas, con anchura variable en ambas dimensiones. Se componen de dos elementos prefabricados, los cuales se unen monolíticamente sobre el plinto de cimentación mediante hormigonado in situ. Estas pilas se empotran en el dintel mediante hormigonado monolítico in situ de la zona que conforma la riostra de dichas pilas en el tablero.



Figura 1. Montaje del Viaducto sobre el Río Aragón-Subordán.

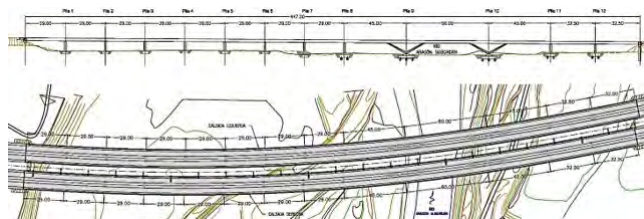


Figura 2. Planta y alzado.



## Viaducto sobre el río Ibaizábal

- **Guillermo Ferrer Gutiérrez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SILGA SL.  
[g.ferrer@silga.es](mailto:g.ferrer@silga.es)
- **Domingo Lorenzo Esperante**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SILGA SL.  
[d.lorenzo@silga.es](mailto:d.lorenzo@silga.es)
- **Jose Antonio Crespo Martínez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SILGA SL.  
[j.a.crespo@silga.es](mailto:j.a.crespo@silga.es)

### PALABRAS CLAVE:

Viaducto, empujado, cajón, pescante de lanzamiento, alta velocidad.

### RESUMEN

El viaducto sobre el río Ibaizábal, en el tramo Lemoa-Galdakao de la "Y" vasca, con sus 78 m de luz en sus vanos principales, se encuentra entre los puentes de mayor luz empujada en España. En esta ponencia se cubren aspectos del diseño y cálculo del viaducto, con especial atención al análisis de las fases constructivas y al dimensionamiento del pescante de lanzamiento. Este último es una estructura metálica sometida a esfuerzos importantes, tanto a nivel global como local, que debe además diseñarse para un fácil transporte, montaje y desmontaje y posible reutilización. Adicionalmente se describen elementos específicos del empuje como el parque de fabricación, gatos de empuje, guías laterales, y sistema de apoyos.



Figura 1. Vista durante el lanzamiento (3).



Figura 2. Guías laterales.

El reto principal de este viaducto ha sido lanzar el tablero en luces para las que habitualmente se plantea la utilización

de torres provisionales intermedias. El viaducto, ahora completado, cruza un valle de gran valor paisajístico con un impacto visual mínimo gracias al diseño con vanos de longitud relativamente elevada y la consiguiente reducción del número de pilas. Los autores han participado en el diseño y la asistencia a la obra durante la ejecución del viaducto.

## Viaducto sobre el río Narcea en la autovía A-63 de Oviedo a La Espina

- **Antonio Martínez Cutillas**  
Dr. Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L.  
[amartinez@cfcs.com](mailto:amartinez@cfcs.com)
- **Juan Antonio. Navarro González-Valerio**  
Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado S.L.  
[mjanavarro@cfcs.com](mailto:mjanavarro@cfcs.com)

### PALABRAS CLAVE:

Avance en voladizos, cajón único gran luz, carro de avance, sección gran anchura.

### RESUMEN

El viaducto sobre el río Narcea en el tramo Dóriga-Cornellana de la Autovía A-63 de Oviedo a La Espina, propiedad del Ministerio de Fomento, ha sido construido por Acciona infraestructuras con el proyecto y la asistencia técnica a la construcción de Carlos Fernández Casado, SL .

El puente tiene 875 m de longitud con luces de 100 + 130 + 160 + 175 + 130 + 100 + 80, altura máxima de pilas 64.0 m y tablero de ancho 23.20 m en un solo cajón ejecutándose el cajón central y los voladizos en una única fase.

El puente tiene 6 pilas desde las cuales se han construido los 6 tramos de puente por avance en voladizo, utilizando 4 carros de avance, por lo que se han ejecutado simultáneamente las T correspondientes a dos pilas. Longitudinalmente el puente está sujeto en las pilas 2, 3 y 4 de gran altura, teniendo apoyos POT en los dos estribos y en las pilas 1, 5 y 6.

Se han construido en una primera fase el tablero de la pila P2 con voladizos de 2x70 m y la P6 con voladizos de 2x55 m, a continuación las pilas P1 (2x 55 m) y P5 (2x40 m), procediendo al cierre de los dos tramos extremos, y por último las dos pilas centrales de P3 y P4 con dos voladizos finales simétricos de 85 m cada una que con la dovela de cierre configuran el vano principal central de 175 m. Se ha conseguido un avance de 1 dovela por voladizo y pila, esto es 20 m a la semana.



Figura 1. Fotografía del Puente acabado.

Para la construcción han sido necesarios empotramientos provisionales en las pilas 1, 5 y 6 con neoprenos y pretensado vertical provisional. Además, para terminar los vanos 1 y 7 han sido necesarias dos pilas provisionales para avanzar en voladizo no simétrico desde los 55 m del voladizo simétrico hasta los

estribos. Para las dovelas de cierre de 5.0 m entre voladizos se han empleado bloqueos formados por 4 perfiles metálicos que han quedado embebidos con un pretensado inferior sobre el bloqueo para evitar las tracciones durante las fases de hormigonado del cierre.



Figura 2. Vista desde el cauce.

## Viaducto sobre el río Serpis en el acceso al puerto de Gandía

- **Miguel Ortega Cornejo**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Director de Ingeniería.  
[miguel.ortega@ideam.es](mailto:miguel.ortega@ideam.es)
- **Juan Luis Mansilla Domínguez**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Jefe de proyectos.  
[juanluis.mansilla@ideam.es](mailto:juanluis.mansilla@ideam.es)
- **M<sup>o</sup> Reyes García Orduña**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Ingeniero Proyectista.  
[reyes.garcia@ideam.es](mailto:reyes.garcia@ideam.es)
- **Beatriz Ibáñez Delgado**  
Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Ingeniero Proyectista.  
[beatriz.ibanez@ideam.es](mailto:beatriz.ibanez@ideam.es)

### PALABRAS CLAVE:

Puente mixto, doble acción mixta, multijácena, cajón estricto, fatiga.

### RESUMEN

El viaducto sobre el Río Serpis se enmarca dentro de la actuación de la nueva carretera de acceso al puerto de Gandía. Se trata de un viaducto mixto de 4 vanos de luces 36+59+59+36 m. En planta, el trazado presenta una curva circular de 140 m de radio y posterior curva de transición que afecta al primer vano y parte del segundo, siendo el resto del trazado recto.

La plataforma con un ancho variable de 17.00 a 18.29 m da cabida a 2 carriles, arcenes, así como un carril bici y aceras peatonales, materializándose la separación entre el tráfico rodado y la zona habilitada para bicicletas y paseo mediante barreras.

El tablero mixto se compone de una sección transversal multijácena con cuatro vigas metálicas con canto variable parabólico entre 1.40 y 2.70 m. Las esbelteces de metal son 1/42 en el centro del vano y 1/22 en pilas, y de 1/35 y 1/20 considerando el canto total.

En las zonas próximas a pila se dispone hormigón de fondo, configurando la doble acción mixta y cerrando el circuito de torsión en negativos. La zona de hormigón de fondo se extien-

de en 13.60 m a ambos lados de cada pila, a excepción del primer vano, que alcanza una longitud de 15.70 m para mejorar el comportamiento estructural en la zona de mayor curvatura.

Las vigas metálicas se vinculan dos a dos mediante montantes transversales metálicos en H en las zonas de centros de vano configurando una sección bijácena abierta, mientras que en la zona con hormigón de fondo se disponen celosías transversales evitando la distorsión, mejorando así la respuesta deformacional en la zona curva.

La ejecución de la estructura metálica se realizó sin emplear apoyos intermedios, izando vanos completos con grúas. El artículo incidirá en los aspectos del proyecto, la ejecución y la concepción de los detalles de fatiga.



Figura 1. Vista del viaducto construido.



Figura 2. Vista del viaducto durante la construcción.

## Viaductos en la L.A.V. Níjar Almería

- **José Luis Sánchez Jiménez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYPSA. Director del Departamento de Estructuras  
[jsanchez@typsa.es](mailto:jsanchez@typsa.es)
- **Fernando Cea Soriano**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYPSA. Jefe de equipo. Departamento de Estructuras.  
[fcea@typsa.es](mailto:fcea@typsa.es)
- **Ignacio Javier Navarro Martínez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYPSA. Departamento de Estructuras.  
[ijnavarro@typsa.es](mailto:ijnavarro@typsa.es)
- **María Díaz Blanco**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYPSA. Departamento de Estructuras.  
[mblanco@typsa.es](mailto:mblanco@typsa.es)

## PALABRAS CLAVE:

Alta velocidad, sismo, prefabricado, estandarización, homogeneización.

## RESUMEN

El tramo Níjar-Río Andarax de la LAV Murcia-Almería, incluye 16 viaductos: 3 de velas *in situ* y 13 resueltos mediante una viga cajón prefabricada. Las soluciones con viga prefabricada tienen una luz tipo de 40 metros, alcanzando, en 8 de estos viaductos, luces de 54 metros mediante acartelamientos sobre pila de 14 metros de longitud. El rango de luces descrito ha permitido homogeneizar los viaductos a lo largo de la línea. Dentro de las particularidades de su diseño, se encuentra la distribución asimétrica de los pilotes en los estribos fijos, maximizando su eficiencia, o la optimización de las cimentaciones de pila mediante análisis de ductilidad. Adicionalmente, las zonas de acartelamiento así como las de la losa de compresión sobre las pilas, se han resuelto mediante elementos armados, sin pretensado ni postesado, lo que facilita la construcción respecto a las soluciones habituales para prefabricados de alta velocidad en este rango de luces. Se destaca el Viaducto sobre el río Andarax, de 1414 metros, donde se ha adaptado la solución clásica de vanos isostáticos a una con parejas de vanos conectados. De este modo, una de cada dos pilas es fija y no se precisan aparatos de dilatación de vía. Esta longitud de tramos tipo de 64 metros en la que se ha dividido el tablero es compatible con la magnitud de las acciones sísmicas en el entorno de Almería y las alturas de pilas fijas del viaducto.

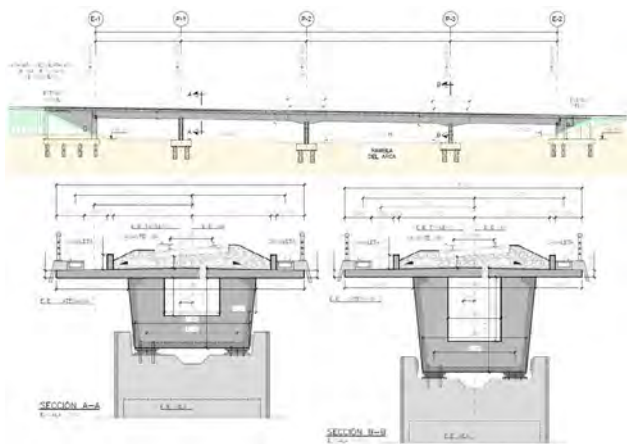


Figura 1. Viaducto sobre la Rambla del Arca. Alzado longitudinal y secciones sobre pila.

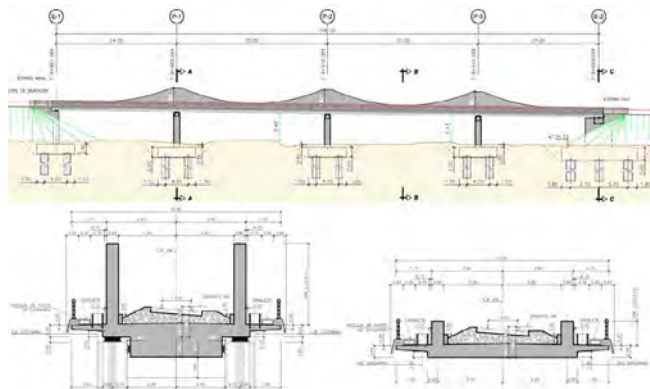


Figura 2. Viaducto sobre la carretera N-347. Alzado longitudinal y secciones tipo.

## Viaductos mixtos de la autopista urbana “Siervo de la Nación” en Ciudad de México

### • Luis Matute Rubio

Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Director General.  
[luis.matute@ideam.es](mailto:luis.matute@ideam.es)

### • Carlos Gordo Monsó

Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Jefe de Proyectos.  
[carlos.gordo@ideam.es](mailto:carlos.gordo@ideam.es)

### • Enrique Bordó Bujalance

Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Director del Departamento de Estructuras.  
[enrique.bordo@ideam.es](mailto:enrique.bordo@ideam.es)

### • Carlos Blanco García

Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Ingeniero Proyectista.  
[carlos.blanco@ideam.es](mailto:carlos.blanco@ideam.es)

### • Fu Lei Zhou

Máster Ingeniero de Caminos C. y P. IDEAM S.A. Ingeniero Proyectista.  
[fulei.zhou@ideam.es](mailto:fulei.zhou@ideam.es)

## PALABRAS CLAVE:

Mixto, cajón estricto, sismo, núcleo de plomo, amortiguamiento.

## RESUMEN

El Viaducto 3 de Gran Canal se enmarca dentro de la nueva autopista urbana “Siervo de la Nación” entre Ciudad de México y Ecatepec, que discurre paralela al Gran Canal de Desagüe que evita la inundación de la Ciudad de México desviando las aguas pluviales.

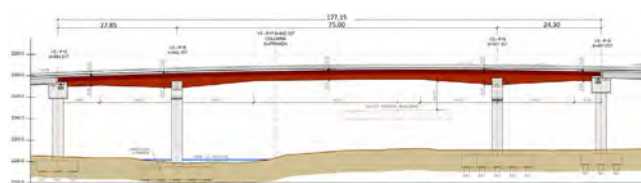


Figura 1. Alzado del tramo P15-P19.



Figura 2. Alzado parcial del tramo P36-P48.

Dentro del viaducto 3, de 3.42 km de longitud y cuatro carriles de circulación, dos tramos de tipología mixta hormigón-aceero resuelven el cruce sobre dos tramos especialmente complejos: el cruce con la autopista Circuito Exterior Mexiquense entre pilas P15-P19 resuelto con un viaducto de 127 m de longitud y 3 vanos de luces de 28+75+24 m, y el cruce sobre el Mexibus entre pilas P36-P48 resuelto con un viaducto de 589.50 m de longitud y 12 vanos de luces comprendidas entre los 38 m y 56 m. En planta, ambos viaductos son curvos, con radios de curvatura variables entre 312 m y alineación recta.

El tablero mixto de ambos tramos se compone de una sección transversal multijácena de 19 m de ancho con cuatro vigas

metálicas. El tramo entre pilas P15-P19 es de canto variable poligonal entre 2.55 y 3.70 m, mientras que el tramo entre pilas P36-P48 es de canto constante de 2.40 m.

La distribución de luces de ambos tramos, así como la tipología de las pilas y subestructura, se encuentra fuertemente condicionada por la extraordinaria densidad de servicios afectados y servidumbres que deben salvar los viaductos.

La estrategia sismorresistente de ambos viaductos, ubicados en una zona de notoria amenaza sísmica, se ha basado en un esquema de aislamiento-disipación mediante aparatos de apoyo con núcleo de plomo.

El viaducto está en construcción y se prevé su finalización antes de junio de 2020.

## Viaductos y puentes de acceso de Cebu-Cordova Link Expressway (CCLEX)

- **Jordi Revoltós Fort**  
Ingeniero de Caminos. SENER. Jefe de la Sección de Puentes y Viaductos.  
[jrevoltos@sener.es](mailto:jrevoltos@sener.es)
- **Enrique Sánchez Leiva**  
Ingeniero de Caminos. SENER. Sección de Puentes y Viaductos.  
[enrique.sanchez@sener.es](mailto:enrique.sanchez@sener.es)
- **Javier Antón Díaz**  
Ingeniero de Caminos. SENER. Sección de Puentes y Viaductos.  
[janton@sener.es](mailto:janton@sener.es)
- **Juan Ruiz León**  
Ingeniero de Caminos. SENER. Sección de Puentes y Viaductos.  
[juan.ruiz@sener.es](mailto:juan.ruiz@sener.es)
- **Oscar González Rodríguez**  
Ingeniero de Caminos. SENER. Sección de Puentes y Viaductos.  
[oscar.gonzalez@sener.es](mailto:oscar.gonzalez@sener.es)
- **Silvia Criado Catalina**  
Ingeniero de Caminos. SENER. Sección de Puentes y Viaductos.  
[scriado@sener.es](mailto:scriado@sener.es)

### PALABRAS CLAVE:

Vigas prefabricadas, lanzavigas, vanos hiperestáticos, prelosas celosía, sismo, apoyos LRB, tifón.

### RESUMEN

La nueva autopista de conexión entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas) tiene una longitud total de 9.0 km, intercalando estructuras con rellenos en terraplén en zonas de aguas someras.

Sobre el canal de Mactán, que separa las islas, se ubica el puente principal atirantado requiriendo de 8 viaductos y puentes de acceso, tres en la isla de Cebú y 5 en la isla de Mactán.

Se han utilizado elementos prefabricados para reducir tanto los costes como los tiempos de ejecución, con fecha de finalización en diciembre de 2020. La prefabricación se aplica sobre los 3.26 km de estructuras incluyendo vigas y prelosas de celosía.

La superestructura, de módulos hiperestáticos, se ha diseñado mediante tableros compuestos por vigas prefabricadas postesadas (de 1.35 y 2.00 metros de canto) con losa de 22

cm de espesor total siendo la luz máxima de 50.12 metros. El montaje de las vigas se realiza principalmente mediante lanzavigas en las 4 estructuras principales, disponiendo de grúa para las estructuras de fácil acceso.

La subestructura, con cimentaciones profundas en todos los casos, dispone de encepados sobre el nivel del mar, con ejecución mediante barcas en 3 estructuras. Los pilotes, de hormigón armado con camisa metálica, se ejecutan mediante perforación convencional.

El proyecto está ubicado en una zona alta sismicidad. En algunas estructuras se ha adoptado el cálculo espectral, mientras que en otras se ha realizado mediante un análisis en el tiempo con acelerogramas con el sistema de aislamiento sísmico mediante apoyos de neopreno con núcleo de plomo (LRB).

Las estructuras están diseñadas para soportar tifones con velocidades de viento de 250 km/h en un entorno marino agresivo.

El diseño y la construcción han sido desarrollados sin interferir con los tráficos de carretera y marítimos tanto de la carretera CSCR como del canal de navegación de Mactán.



Figura 1. Vista en planta del proyecto.

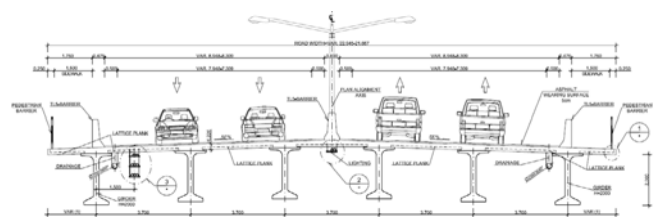


Figura 2. Sección tipo de tablero.

## Diseño orientado a la durabilidad y el mantenimiento en puentes de carretera. La experiencia del proyecto de puentes en el estado de Virginia (USA)

- **José Manuel Martínez García**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department  
[JoseManuel.MartinezGarcia@wsp.com](mailto:JoseManuel.MartinezGarcia@wsp.com)

- **Andrea Castro Hernández**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department  
[Andrea.Castro@wsp.com](mailto:Andrea.Castro@wsp.com)
- **Arquímedes Bascón Ramírez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department  
[Arquimedes.Bascon@wsp.com](mailto:Arquimedes.Bascon@wsp.com)
- **Iván Campo Rumoroso**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain - APIA XXI. Bridge Department  
[Ivan.Campo@wsp.com](mailto:Ivan.Campo@wsp.com)
- **Javier Sánchez Haro**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
- **Óscar Ramón Ramos Gutiérrez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria  
[ramosor@unican.es](mailto:ramosor@unican.es)

**PALABRAS CLAVE:**

Puentes, Estados Unidos, durabilidad, mantenimiento, estandarización.

**RESUMEN**

El contexto actual de la ingeniería española ha dado a las constructoras y consultoras la oportunidad de participar en el proyecto de puentes de carretera y ferrocarril en los Estados Unidos. La forma de trabajar allí difiere en muchos aspectos a la habitual con las administraciones españolas, con manuales de obligada aplicación que limitan la libertad de diseño y que dirigen a la adopción de detalles sancionados por la práctica, siendo además estos diferentes en función del estado en cuestión. El resultado es que las empresas constructoras locales están habituadas a la ejecución de detalles conocidos, dada la alta estandarización que este sistema consigue.

Muchos de estos detalles son muy interesantes desde el punto de vista de la durabilidad y el mantenimiento de la estructura. En muchos casos se favorece la adopción de soluciones integrales que no utilizan juntas de calzada y que minimizan el uso de aparatos de apoyo. Se presta especial atención al drenaje de los tableros, por ejemplo, dirigiendo el agua por canales totalmente independizados de los luga-

res donde se sitúan los aparatos de apoyo. Se definen además detalles específicos para elementos secundarios pero importantes para el mantenimiento y la seguridad de los operarios.

El énfasis en la durabilidad se compagina, lógicamente, con la optimización de la facilidad constructiva del puente y los costes asociados, planteándose soluciones que presentan ventajas evidentes, como es el caso de los estribos utilizados en el estado de Virginia, consistentes en muros de tierra armada tras los cuales se dispone un cargadero pilotado con perfiles metálicos, con un comportamiento estructural satisfactorio para puentes continuos.



Figura 1. Infografía del diseño conceptual del enlace de la ruta 28 con la I-66.



Figura 2. Infografía del diseño conceptual. Puente mixto con pórtico metálico integral.

# Índice general de ponencias

## General index of papers

### VIII Congreso Internacional de Estructuras

Congreso de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE)  
Santander, 20-22 de junio de 2022

<b>1. Materiales</b>	<b>9</b>
<b>Aplicaciones del filler de recuperación de plantas asfálticas en caliente</b>	<b>10</b>
<i>Belén González Fonteboa, Sindy Seara Paz, Fernando Martínez Abella, Adonay Pinto Pérez, Pablo García Carrillo, Francisco Javier Prego Martínez, Jose Millán Pérez, Rodrigo Díaz Méndez</i>	
<b>Caracterización de las propiedades en estado fresco y endurecido de hormigones autocompactantes reforzados con altas cuantías de macrofibras metálicas</b>	<b>10</b>
<i>Stanislav Aidarov, Albert de la Fuente, Francisco Mena Sebastián</i>	
<b>Caracterización mecánica del comportamiento a fractura del tapial</b>	<b>11</b>
<i>Ignacio Arto Torres, María Esther Puertas García, Héctor Cifuentes Bulté, Fernando Martínez Soto, Rafael Gallego Sevilla</i>	
<b>Comportamiento en estado fresco de los hormigones autocompactantes reforzados con fibras</b>	<b>12</b>
<i>Gemma Rojo-López, Belén González-Fonteboa, Fernando Martínez-Abella, Javier Eiras López</i>	
<b>Comportamiento mecánico de hormigón calizo borado frente a altas temperaturas</b>	<b>13</b>
<i>Pablo Tamayo Castañeda, Jokín Rico Arenal, Carlos Thomas García, Jesús Setien Marquinez, Francisco Ballester, Juan Antonio Polanco Madrazo</i>	
<b>Correlación entre la microestructura y la respuesta a fatiga de hormigones reforzados con fibras bajo esfuerzos de flexión mediante el uso de tomografía computerizada</b>	<b>13</b>
<i>Dorys Carmen González Cabrera, Jesús Mínguez Algarra, Álvaro Mena Alonso, Miguel Ángel Vicente Cabrera</i>	
<b>Diseño y caracterización de hormigones ligeros para el desarrollo de un sistema integral de tabiquería interior</b>	<b>14</b>
<i>Emilio José Rey Bouzón, Manuel F. Herrador, Sindy Seara Paz, Santiago González García, Francisco Saavedra Calo, José Millán Pérez</i>	
<b>Efecto del spalling sobre la resistencia a flexión biaxial de pilares de hormigón armado expuestos a fuego</b>	<b>15</b>
<i>David L. Peña Mansilla, Vicente Albero Gabarda, Carmen Ibáñez Usach, Antonio Hospitaler Pérez, Ana Espinós Capilla, Manuel L. Romero García</i>	
<b>Efecto tamaño en hormigón reforzado con fibras de poliolefina basado en ensayos a flexotracción</b>	<b>15</b>
<i>Álvaro Picazo Iranzo, Marcos García Alberti, Jaime C. Gálvez Ruiz, Alejandro Enfedaque Díaz, Abner C. Vega</i>	
<b>Ejemplos de modelado del comportamiento a flexión de secciones de hormigón con fibras mediante la hipótesis de fisura plana</b>	<b>16</b>
<i>Jacinto Ruiz Carmona, Juan Rey Rey, Gonzalo Ruiz Lopez</i>	
<b>Ensayo a escala real hasta rotura de una losa maciza de hormigón reforzado con fibras soportada por pilares</b>	<b>17</b>
<i>Stanislav Aidarov, Albert de la Fuente, Francisco Mena Sebastián, Ángel Sánchez</i>	
<b>Estrategias para compensar la retracción autógena en morteros de altas prestaciones</b>	<b>17</b>
<i>Roberto Rodríguez Álvaro, Belén González Fonteboa, Sindy Seara Paz, Khandaker M. Anwar Hossain</i>	
<b>Estudio del comportamiento de hormigones de muy alta resistencia sometidos a cargas de choque térmico</b>	<b>18</b>
<i>Héctor Cifuentes Bulté, José David Ríos Jiménez, Antonio Martínez De La Concha</i>	
<b>Estudio experimental en empresa de prefabricación de elementos lineales armados con hormigones autocompactantes incorporando áridos reciclados</b>	<b>19</b>
<i>Francisco Fiol Oliván, Carlos Thomas García, Carmelo Muñoz Ruipérez, Víctor Revilla, Juan Manuel Manso Villalain, Vanesa Ortega, Marta Skaf</i>	
<b>Evaluación de los mecanismos de transferencia a corte en una fisura de hormigón reforzado con fibras de polipropileno</b>	<b>19</b>
<i>Francisco Ortiz Navas, Juan Navarro Gregori, Pedro Serna Ros</i>	
<b>Evaluación experimental del efecto de la temperatura extrema y porcentaje de remplazo en la resistencia a compresión de hormigones reciclados</b>	<b>20</b>
<i>Francisco de Borja Varona Moya, Francisco Baeza Brotons, Antonio José Tenza Abril, Francisco Javier Baeza De Los Santos</i>	
<b>Hormigones de ultra altas prestaciones y su aplicación a problemáticas de árido-álcali en estructuras existentes</b>	<b>21</b>
<i>Noemi Corral Moraleda, Paloma Lampaya Nasarre, Tomás Ripa Alonso</i>	
<b>Influencia de las fibras metálicas sobre hormigones estructurales esbeltos. Incorporación de fibras metálicas como sustitutas de armadura pasiva</b>	<b>22</b>
<i>Laura González Suárez, Carlos Thomas García, Jokín Rico Arenal, Jesús Setien Marquinez, Juan Antonio Polanco Madrazo, Francisco Ballester Muñoz, María N. Sánchez Pallarés</i>	
<b>Influencia del contenido de cloruros iniciales del hormigón en el acortamiento de su vida útil</b>	<b>23</b>
<i>Pilar Alaejos Gutiérrez, Víctor D. Lanza Fernández, Susana Fernández García</i>	

<b>Modelado de vigas armadas de hormigón de muy alto rendimiento</b> .....	23
<i>Eduardo J. Mezquida Alcaraz, Juan Navarro Gregori, Pedro Serna Ros</i>	
<b>Evaluación del comportamiento de un hormigón autocompactante con árido reciclado grueso y fino</b> .....	24
<i>Victor Revilla-Cuesta, José Antonio Chica Paez, José Antonio De La Fuente Alonso, Estibaliz Briz Blanco, Jorge Javier Hernández Bagaces, Vanesa Ortega-López</i>	
<b>Uso potencial de escorias de acero inoxidable en la fabricación de hormigón autocompactante</b> .....	25
<i>Julia Rosales García, Juan F. Almagro Bello, Manuel Cabrera Montenegro, Esther Quirós Pino, Francisco Agrela Sainz</i>	
<b>Uso prometedor de la escoria blanca de acería en materiales de construcción</b> .....	25
<i>Amaia Santamaria León, Marta Skaf Revenga, Vanesa Ortega López, José Tomás San José Lombera, Flora Faleschini, Javier Jesús González Martínez</i>	
<b>Propuesta de clasificación de áridos reciclados mixtos acorde con sus características técnicas y medioambiental</b> .....	26
<i>Manuel Cabrera Montenegro, José Luis Díaz López, Francisco Agrela Sainz, Herminia Cano Linares, Julia Rosales García</i>	
<b>Radioactividad natural de granitos empleados en la preparación de cementos y hormigones</b> .....	27
<i>Mar Alonso López, José Antonio Suarez Navarro, Catalina Gascó Leonarte, Miguel Ángel Sanjuán Barbudo, Cristina Argiz Lucio, Francisca Puertas Maroto</i>	
<b>Corrosión bajo tensión, de armaduras de acero inoxidable expuestas a un ambiente con cloruros</b> .....	27
<i>Estibaliz Briz Blanco, Leire Garmendia Arrieta, Iñigo Calderon Urizar-Aldaca, Jesus Cuadrado Rojo, Maria Victoria Biezma Moraleda, David Martínez Bastidas</i>	
<b>Utilización segura de áridos potencialmente reactivos en el hormigón</b> .....	28
<i>Victor D. Lanza Fernández, Pilar Alaejos Gutiérrez</i>	
<b>Variación de la morfología de la porosidad en hormigones de altas prestaciones en masa y reforzados con fibras a edades tempranas</b> .....	29
<i>Álvaro Mena Alonso, Dorys Carmen González Cabrera, Jesús Mínguez Algarra, Miguel Ángel Vicente Cabrera</i>	
<b>Influencia del método de hormigonado en la distribución de macro-fibras metálicas en el hormigón vibrado</b> .....	30
<i>Laura González Suárez, José A. Sainz-Aja, Carlos Thomas García, Albert De La Fuente, Jokin Rico Arenal</i>	
<b>Detección y medición semiautomática de fisuras en elementos de hormigón en fotos digitales usando procesamiento de imágenes</b> .....	30
<i>Luis Sánchez Calderón, Jesus Bairán</i>	
<b>2. Proyecto y cálculo de todo tipo de estructuras</b> .....	32
<b>Alborouj Cultural Hub en El Cairo. Una retícula estructural sencilla para dar forma a una geometría compleja</b> .....	34
<i>Alejandro Bernabeu Larena, Manuel De La Cal Manteca</i>	
<b>Análisis de la resistencia al fuego de un forjado de viguetas de madera y revoltones sometido a la curva de fuego normalizada</b> .....	34
<i>Ester García-Castillo, Ignacio Payá-Zaforteza, Antonio Hospitaler-Pérez</i>	
<b>Análisis numérico del proceso de fallo de una losa de hormigón armado con modelos de fractura no lineal</b> .....	35
<i>José Joaquín Ortega Parreño, Lucía Garijo Alonso, Gonzalo Ruiz López</i>	
<b>Cálculo de cimentaciones para equipos dinámicos: estrategias de diseño para el control de vibraciones</b> .....	36
<i>David Marcos Fragueta, José Antonio Becerra Mosquera</i>	
<b>California High-Speed Train Project. Sierra "S" Subdivision. Fresno To Bakersfield/Cp4. Viaducto de Wasco</b> .....	36
<i>Jesús José Corbal Álvarez, Santiago Guerra Soto, Juan Ruiz Escobedo</i>	
<b>Campus Iberdrola Fase 2, San Agustín de Guadalix, Madrid</b> .....	37
<i>José Antonio Del Rosario Tomas, Patricio García Hernández, Álvaro Martínez Soto, José De La Peña Coronado</i>	
<b>Design, Construction and Capabilities of the Large Universal Shell Element Tester</b> .....	38
<i>Walter Kaufmann, Alexander Beck, Demis Karagiannis, Dominik Werne</i>	
<b>Diseño de experimentos para la calibración de la heurística de optimización de muros de contrafuertes</b> .....	38
<i>José V. Martí Albiñana, David Martínez Muñoz, Victor Yepes Piqueras</i>	
<b>Diseño de fijaciones mediante anclajes químicos en ladrillo, de acuerdo con normativa europea</b> .....	39
<i>Rodrigo Maia, Antonio Cardo Fernández, María de la Luz España Villanueva</i>	
<b>Diseño de tableros con sección en U en el tramo 4 de Alta Velocidad en California</b> .....	40
<i>Carlos Bajo Pavia, Juan José Sánchez Ramírez, Pablo Loscos Areoso, Pere Villalba Izquierdo</i>	
<b>Diseño estructural de esculturas de bronce con formas orgánicas</b> .....	41
<i>Javier Oliva Quecedo, Arturo Ruiz De Villa Valdés, Iñaki Auzmendi Alfaro</i>	
<b>Diseño estructural del CETRAM y de la estación terminal de observatorio del proyecto del tren interurbano México-Toluca</b> .....	41
<i>Carlos Llopis Camps, Santiago Ferri Mateu</i>	
<b>Diseño estructural optimizado de tableros isostáticos de puentes losa postensados</b> .....	42
<i>Fernando González Vidosa, Julián Alcalá González</i>	
<b>Diseño y construcción de la nueva estación intermodal soterrada de Termibus en Bilbao</b> .....	42
<i>Jon Roteta Zugazagasti, Joanes Goicoechea Montes, Mayra López Lorenzo</i>	
<b>Diseño y construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales Salitre con losas pilotadas (Bogotá, Colombia)</b> .....	43
<i>José Manuel Duro Rodríguez, Santiago Ortega Orcos, Adrián Zamacona Fernandez, Ana Oliva Canelo, Eduardo Torralba Bozzano, Álvaro Del Cuvillo Martínez Ridruejo</i>	
<b>Diseño y construcción del hospital Quillota-Petorca</b> .....	44
<i>Ramón Sánchez Fernández, Carlos Castro, Rubén Alonso Alonso, Ángel Sánchez De Dios</i>	
<b>Edificio comercial y residencial Eurocity en Gibraltar</b> .....	44
<i>José Antonio Martín-Caro Alamo, José Luis Martínez Martínez, Mónica Sanz Cid</i>	

Efectos aeroelásticos sobre seguidores solares de un solo eje.....	45
<i>Eva Martínez García, Eduardo Blanco Marigorta, Antonio Navarro Manso</i>	
El futuro Código Estructural español: Problemática y divergencia con la legislación europea.....	46
<i>Rafael Bueno Maldonado, Manuel Bueno Maldonado</i>	
EN 1992-4. Nuevo método de cálculo de anclajes en hormigón.....	46
<i>Jörg Appl, Antonio Cardo Fernandez, María de la Luz España Villanueva</i>	
Escultura suspendida de composite laminado con resina y fibra de vidrio en la Universidad de Nueva York.....	47
<i>Arturo Ruiz De Villa Valdés, Iñaki Auzmendi Alfaro, Javier Oliva Quecedo</i>	
Estructura del nuevo hospital universitario en la ciudad de Cuenca.....	47
<i>Ramón Sánchez De León, Alberto Herrera Gómez, Francisco Sánchez De León</i>	
Estudio de silo con modelos acoplados de Interacción Suelo-Estructura.....	48
<i>Carlos J. Bajo Pavía, Marta Pérez Escacho, Davor Simic, Belén Martínez Bacas, Félix Lorenzo Martín, José Antonio Barco Herrera</i>	
Estudio del aislamiento sísmico y diseño del tablero del viaducto 4 del tren interurbano México-Toluca.....	49
<i>Luis Matute Rubio, Daniel Martínez Agromayor, Maria João Dos Santos Freitas, David Alcañiz Jiménez</i>	
Facultad de Psicología de Málaga. Estructura mixta de grandes luces con apoyos a tresbolillo.....	50
<i>Alejandro Bernabeu Larena, Isabel Sáez Alonso, Javier Gómez Mateo</i>	
Hospital de Barrio Obrero. Asunción. Paraguay.....	50
<i>José Soriano Martín, Diego Apellániz Quintana, Hugo Corres Peiretti, Eduardo Romero Rey</i>	
Influencia de la rugosidad de la interfaz y de la cuantía de armadura transversal en la resistencia a cortante de vigas compuestas de hormigón armado.....	51
<i>Lisbel Rueda García, José Luis Bonet Senach, Pedro Francisco Miguel Sosa</i>	
Diseño geométrico de revestimientos prefabricados de hormigón armado para túneles ejecutados con T.B.M.....	52
<i>Javier Pablo Ainchil Lavín, Gonzalo Ramos Schneider, Albert de la Fuente Antequera</i>	
La fatiga en las estructuras tipo mástil.....	52
<i>José Ramón Arroyo Arroyo, Raúl Rubén Rodríguez Escribano, Ramón Álvarez Cabal</i>	
Lo pequeño es bello: Algunos ejemplos de estructuras de pequeña escala.....	53
<i>Juan Rey Rey, Jacinto Ruiz Carmona, Pablo Vegas González</i>	
Metro Dubai. Estudio interacción vía-tablero.....	53
<i>Luis Carrillo Alonso, Manuel Biedma García, Javier Carrascal Pérez, Mariano Martín Cañueto, Diego Romagosa Sánchez-Monge, Cristina García Cambren</i>	
Modelado BIM de túneles ferroviarios y de carreteras.....	54
<i>Oriol Vidal Oviedo, Javier Giménez Vila, Francisco Tabanera Asensio</i>	
Nueva pasarela entre la calle Llobatona y el sector de Ca n'Alemany en Viladecans.....	55
<i>Manuel Reventós Rovira, Jaume Guàrdia Tomàs</i>	
Nuevos edificios para la Universidad del Ulster, Belfast.....	55
<i>Luis Montero Clemente, Ángel Sánchez De Dios, Ramón Sánchez Fernández</i>	
Estudio dinámico sobre un seguidor solar fotovoltaico para la determinación de cargas de viento de diseño óptimo.....	56
<i>José Manuel López Collantes, Christian Mans, José María Terrés Nicoli, Orlando Simancas</i>	
Oficinas Atlas (Bab Ezzouar, Argel).....	56
<i>José Soriano Martín, Eduardo Romero Rey, Julio Sánchez Delgado, Daniel Bianchi Munuera, Blanca Palerm Sabater, Luis Javier Murciano Bajo</i>	
Parametric Study of Long-Term Deflections of Reinforced Recycled Aggregate Concrete Members According to the fib Model Code 2010.....	57
<i>Nikola Tošić, Albert De La Fuente, Snežana Marinković</i>	
Pasarela peatonal y ciclista sobre el paso inferior de Manuel Becerra para la conexión entre la calle Ayala y la calle Marqués de Zafra.....	58
<i>Hugo Corres Peiretti, Jorge Presa Matilla, Cristina Sanz Manzanedo, Elena Hortigüela Páramo, María Celia Grandal Vivero</i>	
Performance-Based Slenderness Limits for Deflections and Reinforcement Stresses Control in RC Beams.....	58
<i>Antonio Mari Bernat, Lluís Torres Llinàs, Eva Oller Ibars, Cristina Barris Peña</i>	
Planta de desalación de agua de mar por ósmosis inversa en Jebel Ali (Dubai).....	59
<i>Mariano Martín Cañueto, Diego Marín Silvestre, David Solera Piña, Cristian Jesús Sánchez Correa, Diego Romagosa Sánchez-Monge, Nanda Megias Casado, David Alonso Guinea</i>	
Poso Avenue Underpass y SR-46 Underpass. California High-Speed Train Project. Sierra "S" Subdivision. Fresno to Bakersfield / CP4.....	60
<i>Jesús José Corbal Alvarez, Antonio González Meijide, Arturo Antón Casado, Alberto Esteban Castrillejo, Lorena Franqueira Losada, Adrián Pérez Carballo</i>	
Programa experimental para el estudio del cortante en vigas continuas de hormigón armado con armadura de cortante tras el desarrollo de rotaciones.....	60
<i>Andrea Monserrat López, Pedro Fco. Miguel Sosa, José Luis Bonet Senach</i>	
Diseño y construcción de un búnker de Protonterapia en hormigón armado en Madrid.....	61
<i>Beatriz Suárez Pardo, Jorge De Prado Romero, Romina González Hierro, Carlos Castañón Jiménez</i>	
Proyecto y obra de la ampliación de la estación de Gran Vía del metro de Madrid.....	62
<i>Ignacio Rueda Sastre, Tomás Ripa Alonso</i>	
Puertas de Jeddah. Arabia Saudí.....	63
<i>Guillermo Ferrer Gutiérrez, Jose Emilio Planelles Fernández, Domingo Lorenzo Esperante, Jose Antonio Crespo Martinez</i>	



Rajagiriya Flyover. Sri Lanka .....	63
<i>Guillermo Ayuso Calle, Lucía Fernández Muñoz, Alberto Muñoz-Tarilonte, Raul González Aguilar</i>	
Refined Conceptual Models for Global Analysis of Supertall Concrete Buildings .....	64
<i>Rabee Kafina, Juan Sagaseta Albajar</i>	
Resistencia a punzonamiento de losas de hormigón armado sometidas a tracciones en su plano .....	64
<i>Pablo Gonzalo Fernández Sánchez, Antonio Mari Bernat, Eva Oller Ibars, Noemí Duarte Gómez</i>	
Simplified Tests to Study the Size Effect of the Compression Chord in Beams Under Shear Forces. Application of DIC Methodology .....	65
<i>Eva Oller Ibars, Cristina Barris Peña, Antonio Mari Bernat, Lluís Torres Llinàs, Andrés Santander</i>	
Sustitución de los apoyos de las pilas intermedias del puente atirantado de Sancho el Mayor y refuerzo de las mismas .....	66
<i>Leonardo Fernández Troyano, Lucía Fernández Muñoz, Guillermo Ayuso Calle, Alberto Muñoz-Tarilonte</i>	
Torre Mohamed VI en Rabat (Marruecos). Cimentación singular mediante pantallas de gran profundidad .....	67
<i>Alejandro Bernabeu Larena, Javier Gómez Mateo, Isabel Sáez Alonso, Ángel Arcones Torrejón</i>	
Integración BIM de los procesos desarrollados por CEMOSA para la caracterización geotécnica y el control de calidad en la construcción .....	67
<i>Miguel Troyano Moreno, Noemí Jiménez Redondo, Gloria Calleja Rodríguez, Eusebio Hernández Villalobos, Lorenzo Sevilla Hurtado</i>	
<b>3. Tecnología de estructuras</b> .....	69
Imposed Strains in Ultimate Limit State: Do We Need to Consider Them? .....	70
<i>Alejandro Pérez Caldentey, Andrea Facchini, Sergio Rodríguez Torcal</i>	
“Valencia Bridge Fire Test”, análisis experimental de la respuesta de puentes frente al fuego .....	70
<i>Ignacio Payá-Zaforteza, Jose Alos Moya, Antonio Hospitaler Pérez</i>	
An Experimental Study on the Behavior of Reinforced UHPFRC Ties Under Serviceability Conditions .....	71
<i>Majid Khorami, Juan Navarro Gregori, Pedro Serna Ros</i>	
Análisis a partir de modelo de daño en MEF en la generación de fisuras en elementos de hormigón armado con refuerzo exterior sometidos a tracción pura .....	71
<i>Manuel Paredes-González, Manuel F. Herrador, Fernando Martínez-Abella, Juan-Luis Pérez-Ordóñez, Miguel López-López</i>	
Análisis del comportamiento mecánico residual a flexión y a compresión del hormigón reforzado con fibras de acero mediante la metodología de las superficies de respuesta .....	72
<i>Gonzalo Ruiz López, Ángel De La Rosa Velasco, Elisa Poveda Bautista</i>	
Análisis no lineal hasta rotura de un forjado de hormigón reforzado con fibras .....	73
<i>Alejandro Nogales Arroyo, Albert de la Fuente Antequera</i>	
Avances en la evaluación de fatiga en puentes: La metodología FASSTBRIDGE .....	74
<i>David García-Sánchez, Mazen Wahbeh, Mikel Ezquerro, Jesús Díez, Luis Sopena, Sylvain Chataigner</i>	
BIM en proyectos de obra civil .....	74
<i>Javier Torrico Liz, Pedro Salvachúa Ferrando</i>	
Caracterización de la respuesta sísmica de sistemas de construcción industrializada resistentes al sismo. Parte 2. Ensayos sísmicos sobre unidades estructurales .....	75
<i>Miguel Ángel Vicente Cabrera, Jesús Mínguez Algarra, Álvaro Mena Alonso, Jorge Franco Rey, Daniel Miguel Yepes, Ana Carla Jiménez</i>	
Caracterización del comportamiento a cortante de vigas de hormigón de muy altas prestaciones .....	75
<i>Antonio Martínez de la Concha, Ana Carmona Arrebola, José D. Ríos Jiménez, Héctor Cifuentes Bultá</i>	
Cimentación de los aerogeneradores del parque eólico Mesa La Paz (Méjico) .....	76
<i>Javier Carrascal Pérez, Luis Carrillo Alonso, Mariano Martín Cañueto</i>	
Comentarios a las fórmulas para la interacción flector/cortante en el Eurocódigo 3 .....	76
<i>Joaquín Obregón Cobo</i>	
Comportamiento frente a fuego de un forjado de chapa colaborante. El análisis frente a la protección .....	77
<i>Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma, Ramón Álvarez Cabal, Raúl Rubén Rodríguez Escribano, Ramón Álvarez Cabal</i>	
Construcción del tercer puente sobre el Canal de Panamá .....	78
<i>Patrick Ladret, Antoine Dugain, Nicolas Troin, Matthieu Guesdon, Manuel de la Morena, Laurent Agostini</i>	
Diseño sísmico de puentes de ferrocarril de alta velocidad en California .....	78
<i>Guillermo Ortega Carreras, Oscar Ramón Ramos Gutiérrez, Carlos Bajo Pavia, Juan José Sánchez Ramírez, Pablo Loscos Areoso, Pere Villalba Izquierdo, Haritz García Coca, Ricardo Rafael Pereira De Sousa, Jorge Quintana García</i>	
El control de la carga de los puntales: eficiencia y seguridad durante la construcción de estructuras de edificios .....	79
<i>Manuel Buitrago Moreno, Pedro A. Calderón García, José M. Adam Martínez, Juan J. Moragues Terrades, Juan Sagaseta Albajar</i>	
Empujes sobre dovelas de hormigón reforzado con fibras: simulación y refuerzo óptimo .....	80
<i>Alejandro Nogales Arroyo, Albert de la Fuente Antequera</i>	
Estudio de la fisuración en vigas multicapa de hormigones con fibras de acero .....	81
<i>Luis Carrillo Alonso, Inmaculada Martínez-Perez, Jozas Valivonis, Álvaro Picazo Iranzo</i>	
Estudio experimental del efecto tamaño en la resistencia a cortante de elementos de hormigón .....	82
<i>Fernando Varela Puga, Manuel F. Herrador Barrios, Fernando Martínez Abella, Manuel Paredes González, Javier Eiras López</i>	
Estudio numérico del efecto tensorigidez en tirantes de hormigón armado con polímeros reforzados con fibras .....	82
<i>Marta Baena Muñoz, Lluís Torres Llinàs, Albert Turon Travesa, Ricardo Perera Velamazán</i>	
Evaluación de esfuerzos cortantes en soportes debidos a retracción en edificios sin juntas .....	83
<i>Maria del Carmen Vilches Plaza, Jacinto Ruiz Carmona, Juan Rey Rey</i>	

<b>Experimental Study and Code Predictions of Flexural Capacity of Near-Surface Mounted FRP Reinforced Concrete Beams</b> .....	84
<i>Cristina Barris Peña, Carles Lores Catalán, Younes Jahani, Marta Baena Muñoz, Lluís Torres Llinàs</i>	
<b>Flexural capacity of corroded posttensioned concrete beams: Large scale tests and numerical simulation</b> .....	84
<i>Antonino Recupero, Nino Spinella, Antonio Mari, Jesús M. Bairan</i>	
<b>Influencia de la variabilidad de las acciones en la seguridad de los forjados unidireccionales de hormigón estructural</b> .....	85
<i>Elena Diaz Heredia, David Fernández Montes, Enrique González Valle, Jorge Rueda Contreras</i>	
<b>Influencia de las péndolas rígidas en el comportamiento estructural de puentes arco de tipo bow-string</b> .....	86
<i>Juan Manuel García Guerrero, Juan José Jorquera Lucerga</i>	
<b>Influencia del efecto escala en los parámetros de diseño de hormigón reforzado con fibras</b> .....	86
<i>Eduardo Galeote Moreno, Ana Blanco Álvarez, Albert De La Fuente Antequera</i>	
<b>Proyecto del nuevo puente arco de Alcántara en la EX117 (Cáceres)</b> .....	87
<i>Ramón Sánchez De León, Alberto Herrera Gómez, Francisco Sánchez De León</i>	
<b>Reemplazo de dos puentes atirantados sobre el Rin: el puente de Leverkusen y el puente de Duisburg</b> .....	87
<i>Wolfgang Eitzler, Michael Müller, Mark Schumm, Martin Romberg, Rafael Rodríguez, Fernando Gutiérrez</i>	
<b>Research on Robustness of Concrete Flat Slab Buildings</b> .....	88
<i>Manuel Buitrago, Ghobad Shahnazi, Juan Sagaseta, Elisa Bertolesi, Pedro A. Calderón, Juan J. Moragues, José M. Adam</i>	
<b>Ripado transversal de tablero para la ampliación de cuatro puentes en el desfiladero de la Hermida, norte de España</b> .....	89
<i>Felipe Collazos-Arias, Fátima Otero-Viéitez, Jorge Caride-Coello</i>	
<b>Robustness Design Made Easy</b> .....	90
<i>Peter Tanner, Ramon Hingorani, Carlos Lara Sarache</i>	
<b>Seismic Design of the Gerald Desmond Replacement Bridge</b> .....	90
<i>Josh Mattheis, Andy Dodds, Kevin Acosta, Matt Carter</i>	
<b>Soil-Structure Interaction of a Pile Wall</b> .....	91
<i>Jorge Castro González, Almudena Da Costa García, Jon Justo Urrutia, César Sagaseta Millán, Jorge Cañizal Berini, Marina Miranda Manzanares, Elena Varela Rodríguez, Juan Casanueva Arpide</i>	
<b>Structural Analysis of the Separation Between Sleepers in Railway Tracks</b> .....	92
<i>Roberto Sañudo Ortega, Jose Nuno Varandas, Borja Alonso Oreña, Marina Miranda Manzanares, João Pombo, Luigi Dell'olio</i>	
<b>Structural behaviour of network arch bridges with laterally inclined arches</b> .....	92
<i>Borisa Kovac, Enrique Mirambell</i>	
<b>4. Estructuras y envolventes arquitectónicas</b> .....	94
<b>Application of Compatibility-Based Stress Fields for the Quantification of Minimum Shear Reinforcement</b> .....	96
<i>Jaime Mata-Falcón, Marius Weber, Walter Kaufmann</i>	
<b>Centro comercial LAGOH en Palmas Altas, Sevilla</b> .....	96
<i>Fabiola Pierantoni Silva, Jose Soriano Martín, Mercedes Madrid Ramos, JuanLuis Bellod Thomas</i>	
<b>Complejo residencial Tamdeen Square en Kuwait</b> .....	97
<i>Juan Luis Bellod Thomas, Peter Tanner Furrer, David Sanz Cid</i>	
<b>Cubierta del centro acuático de los Juegos Panamericanos Lima 2019</b> .....	98
<i>Juan Luis Bellod Thomas, Diego Aita Santos</i>	
<b>Cubierta sobre el "Campo Da Festa" en Arteixo</b> .....	98
<i>Antonio González Meijide, Arturo Antón Casado</i>	
<b>Cubierta textil en las instalaciones deportivas de la Universidad Europea del Atlántico, Santander</b> .....	99
<i>Guillermo Capellán Miguel, Santiago Guerra Soto, Miguel Sacristán Montesinos, Julio González Zalduondo</i>	
<b>Diseño estructural de la nueva estación de tren de Atotxa (San Sebastián)</b> .....	99
<i>M. Alejandro Nicolás Pazo, David Nogueira Abal, Miguel Ángel Higuera Antón, Amaya Hernando Martín, Antonio J. Madrid Ramos, José M<sup>a</sup> Arrieta Torrealba</i>	
<b>Diseño estructural y parametrización de cubiertas modulares de madera de grandes luces</b> .....	100
<i>Carlos Llopis Camps, Santiago Ferri Mateu</i>	
<b>Diseño y construcción de los puentes de Junín y Leoncio Prado en Lima (Perú)</b> .....	101
<i>Guillermo Capellán Miguel, Carlos D. Alonso Velasco, José Luis Pando Anta, Alejandro Godoy Ansótegui, Julio González Zalduondo</i>	
<b>Diseño y ejecución de un edificio de madera para apartamentos, biblioteca y oficinas en Noruega</b> .....	101
<i>Manuel Sánchez-Solis Rabadán, Katie Overton, Fernando Ibáñez Climent, Pablo Tarín Benedito, Alejandro Clemente Torrent, Alberto Ordiñana Gil</i>	
<b>Diseño, cálculo y ejecución de fachadas de piedra natural en el museo Louvre de Abu Dhabi</b> .....	102
<i>Iñaki Auzmendi Alfaro, Arturo Ruiz De Villa Valdés</i>	
<b>Edmonton LRT - Design of 1.3km of Light Rail Viaduct in Canada</b> .....	103
<i>Marcos Sánchez Sánchez, Robert Ryan, Eoin O'Malley, Chris Ross</i>	
<b>Estructura prefabricada para almacenamiento de vehículos en el puerto de Valencia</b> .....	103
<i>Julián Alcalá González, Juan José Clemente Tirado, Ferran Navarro Ferrer, Ricardo Valiente Sanz</i>	
<b>Estructuras textiles en el puerto de Las Palmas de Gran Canaria</b> .....	104
<i>José Fermín Serrano Miguel, Iñaki Auzmendi Alfaro, Arturo Ruiz De Villa Valdés</i>	
<b>La estructura del nuevo muelle de graneles del puerto de Aqaba, Jordania</b> .....	105
<i>Luis Matute Rubio, Carlos Gordo Monsó, Inmaculada Paredes Gacimartin, Enrique Bordó Bujalance, José María Hernández Aranda</i>	
<b>Nueva cubierta del estadio de Riazor en A Coruña</b> .....	105
<i>Antonio González Meijide, Arturo Antón Casado, Adrián Pérez Carballo</i>	
<b>Planta de desalación de agua de mar por ósmosis inversa en Al Khobar (Arabia Saudí)</b> .....	106

Mariano Martín Cañueto, Jesús Ramos Ruiz, David Solera Piña, Cristina García Cambrón, Javier Carrascal Pérez, Cristian Jesús Sánchez Correa, Diego Romagosa Sánchez-Monge, Diego Marín Silvestre	
<b>Polideportivo municipal La Cebada - Madrid</b>	107
Eduardo Romero Rey, Roberto Duque Corroto, Daniel Jiménez Nuero, Sandra Álvarez Gutiérrez, Luis Javier Murciano Bajo, Ángel Hernández Basterra	
<b>Proyecto de una cubierta singular de 240 m de longitud en la estación de alta velocidad de la Sagrera</b>	108
Victor Torralba Mendiola, Rubén Riverol Brignardelli, Ana Cuartero Rodríguez, Gonzalo Ramos Schneider, Ángel C. Aparicio Bengoechea	
<b>Proyecto y construcción del nuevo puente de Golbarado (Cantabria)</b>	108
Guillermo Capellán Miguel, Alejandro Godoy Ansótegui, Emilio Merino Rasillo, Marianela García Pérez	
<b>Proyecto y construcción del puente móvil del gran malecón, Barranquilla (Colombia)</b>	109
Guillermo Capellán Miguel, Miguel Sacristán Montesinos, Pablo Alfonso Domínguez, Alejandro Godoy Ansótegui, Carla Ody Julián	
<b>Tres arcos escultóricos de luz. Intersección Prince Turki-Oroubah, Riad, Arabia Saudita</b>	110
Jorge Bernabéu Larena, Alfonso Celada Jaramillo	
<b>5. Construcción de estructuras</b>	111
<b>Ampliación del puente de Rande. Diseño del proceso constructivo</b>	112
Hugo Corres Peiretti, Felipe Tarquis Alonso, Javier De Cabo Ripoll, Héctor Bernardo Gutiérrez, Julio Sánchez Delgado, Joaquín Arroyo Márquez	
<b>Aspectos constructivos de las cimentaciones del puente atirantado Cebu-Córdova (Filipinas)</b>	112
José Ignacio Díaz De Argote, Laura Granda San Segundo, Daniel Muñoz González, Julio Ruiz Cabrero, Pedro Martínez Agrados, Jesús Toimil Lopez, Olga Gestoso Blasco, Pilar Blanco Bailo, Javier Muñoz Rojas, Jose Manuel Domínguez Cabello, Borja Martín Martínez, Jorge Delgado García Pomareda	
<b>Aspectos constructivos del puente Crown Princess Mary sobre el fiordo de Roskilde en Dinamarca</b>	113
Almudena Guedan Pecker, Pilar Blanco Bailo	
<b>Assessment of a Movable Scaffolding System Under Temporary Use Conditions</b>	114
Peter Tanner, Ramon Hingorani, Juan Soriano Rementeria	
<b>Caracterización de la respuesta sísmica de sistemas de construcción industrializada resistentes al sismo. Parte 1.</b>	
<b>Ensayos pushover cíclicos sobre unidades estructurales</b>	114
Jesús Mínguez Algarra, Daniel Miguel Yepes, Miguel Ángel Vicente Cabrera, Jorge Franco Rey, Alvaro Mena Alonso	
<b>Construcción de los viaductos de aproximación del nuevo puente de Champlain sobre el río San Lorenzo en Montreal (Canadá)</b>	115
Guillermo Lorente Perchín, Conchita Lucas Serrano, José Luis Conesa De La Presa, Antonio Caracena Gago	
<b>Construcción de vanos de 90 m con cimbra autolanzable – un caso práctico</b>	116
Pedro Pacheco, Diogo Carvalho, Hugo Coelho, Pedro Borges	
<b>Construcción del nuevo puente de la Gaznata</b>	117
Ricardo Rafael Pereira Da Sousa, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Imanol Joseba Güemes González, Fernando Pedraza Majárrez, Manuel Ángel Díaz García, Marcos J. Pantaleón Prieto, Guillermo Ortega Carreras, Joaquín Muñoz Hernández	
<b>Construcción del puente atirantado TrenTren KayKay</b>	117
Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Ricardo Rafael Pereira De Sousa, Guillermo Ortega Carreras, Rodrigo Perales Aravena, Marcos J. Pantaleón Prieto, Frank Schanack	
<b>Construcción del puente sobre el río Barrow: vanos de acceso ejecutados con cimbra y carro de alas</b>	118
Luis Sopena Corvino, Conchita Lucas Serrano, David Espino Haya, Rufino Pineda Sánchez, Antonio Cuesta Mota, Agustín Díez Devesa	
<b>Construcción del puente sobre el río Barrow: vanos principales ejecutados en avance en voladizo</b>	119
Luis Sopena Corvino, Conchita Lucas Serrano, David Espino Haya, Isaac Tapia Delgado, Rufino Pineda Sánchez, Agustín Díez Devesa	
<b>Construcción del tramo atirantado del nuevo puente de Champlain sobre el río San Lorenzo en Montreal (Canadá)</b>	120
Guillermo Lorente Perchín, Conchita Lucas Serrano, José Luis Conesa De La Presa, Antonio Caracena Gago, Hugo Corres Peiretti, Javier Milán Mateos	
<b>Construcción del viaducto sobre el río Genil. Un arco atirantado por el tablero innovador</b>	121
Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Javier Fernández-Dívar Sánchez, Marcos J. Pantaleón Prieto, David López Mazuela, Antonio Moya Ortiz, Guillermo Ortega Carreras, Ricardo Rafael Pereira Da Sousa, Luis Gamboa Ramos	
<b>Cubierta y fachada de la remodelación del estadio de Anoeta</b>	121
José Luis Hervás Trapero, Roberto Duque Corroto, Fernando José Pinedo Bello, Eduardo Romero Rey	
<b>D4R7. Cruce del Danubio. Definición de la solución adoptada y aspectos constructivos</b>	122
Carlos J. Bajo Pavia, José Manuel Simón-Talero Muñoz, Luis Martín-Tereso López, Ángel Carriazo Lara, Wojciech Włodzimirski, Ramón Merino Martínez	
<b>D4R7. Presentación general y criterios de proyecto</b>	123
Carlos J. Bajo Pavia, José Manuel Simón-Talero Muñoz, Luis Martín-Tereso López, Ángel Carriazo Lara, Wojciech Włodzimirski, Álvaro Mazariegos Borobio	
<b>Desempeño sísmico de muros delgados de concreto reforzado representativos de la construcción industrializada</b>	124
Roger Ortega Caraballo, Peter Thomson Roach, Pedro Torres Arbeláez, Gilberto Areiza Palma, Johannie Marulanda Casas	
<b>Desmontaje mediante pontona del puente MD-88 sobre el río Danubio (Novi Sad, Serbia)</b>	124
Sara Valor González, Juan Pérez Torres, Ricardo Rico Rubio, César Casanova García, Xacobe Otero Dans, Sergio Couto Wörner	
<b>Diseño y construcción de compuerta en el puerto de Santa Cruz de la Palma</b>	125
Manuel Biedma García, Luis Carrillo Alonso, Francisco Javier Martínez López	
<b>Diseño y construcción de las estructuras de enlace del nuevo Paseo Del Bajo, Buenos Aires (Argentina)</b>	126
Guillermo Capellán Miguel, Santiago Guerra Soto, Marianela García Pérez, Sara Urduñigo Vega, Nicolás Román Bertaina, Capovilla, Carla Ody Julián	
<b>Diseño y construcción del nuevo puente de Espartxo sobre el río Urumea, San Sebastián</b>	127
Guillermo Capellán Miguel, Marianela García Pérez, Miguel Sacristán Montesinos, José D. Berrazueta Sánchez De Vega	
<b>Diseño y construcción del polideportivo Villa El Salvador. Juegos Panamericanos, Lima (Perú)</b>	127
Roque Sánchez Meza, Emiliano Gómez García, Álvaro Del Cuvillo Martínez Ridruejo	
<b>Equipos para la construcción de puentes de hormigón con elementos prefabricados</b>	128
Aquilino Secio Raimundo, José Antonio Becerra Mosquera	

<b>Evolución del proyecto y la construcción de cubiertas de estadios en España en las últimas décadas</b> .....	129
<i>Jesús Gómez Hermoso, David Lara Martínez</i>	
<b>Construcción del nuevo puente de Gerald Desmond</b> .....	129
<i>David Arribas Mazarracín, Pablo Bernal Sahún, Pablo López Marzo, Mariano Herraiz Gómez</i>	
<b>Influencia sísmo-geotécnica en el diseño y la construcción de hospitales en México</b> .....	130
<i>Fco. Javier Rodríguez Ortiz, Ángel Sánchez De Dios</i>	
<b>Installation of a 1.700 t Pylon for the New Wear Crossing Bridge at Sunderland – UK</b> .....	131
<i>José María Martínez Gutiérrez, Dimitri Laurent</i>	
<b>Installation of New Beitstandsund Bridge in Steinkjer- Norway</b> .....	131
<i>José María Martínez Gutiérrez, Dimitri Laurent</i>	
<b>Installation of the 4 Main Steel Trusses for the Roof Extension of the Anoeta Football Stadium, San Sebastian - Spain</b> .....	132
<i>José María Martínez Gutiérrez, Dimitri Laurent</i>	
<b>Lanzador de vigas prefabricadas para la construcción de viaductos en Cebú (Filipinas)</b> .....	133
<i>Patricia García Rodríguez, Jesús Tomás Muñoz Cruz, Manuel Biedma García, Fernando Flórez Llanos, Oswaldo Alejandro Pellejer Padial, Elena Hernández Cebrián</i>	
<b>Lifting 56 Steel Deck Segments for Widening the Rande Bridge, Vigo - Spain</b> .....	134
<i>José María Martínez Gutiérrez, Dimitri Laurent</i>	
<b>Lifting with 5.000 T Capacity Ringer Crane at Hinkley Point Nuclear Project, at Somerset - UK</b> .....	134
<i>José María Martínez Gutiérrez, Dimitri Laurent</i>	
<b>Los forjados postesados del edificio Caleido (Madrid)</b> .....	135
<i>Sergio Del Olmo López, Nuria Fernández Vázquez, Pablo Vilchez Motino</i>	
<b>Maniobras especiales de carga y transporte de elementos prefabricados en España para el nuevo puente de Champlain en Montreal (Canadá)</b> .....	136
<i>Manuel Escamilla García-Galán, Luis Miguel Salazar Martín, Jose Antonio Agudelo Zapata, Ainhoa Marin Camero, Alejandro David Salazar Martín, Jose Alfredo Castro López</i>	
<b>Montaje del puente sobre el canal de Deusto en el barrio de San Ignacio (Bilbao)</b> .....	137
<i>Pablo Loscos Areoso, Juan José Sánchez Ramírez, Carlos Bajo Pavia</i>	
<b>Nave industrial y sala limpia (Airbus – Getafe) proyecto de ejecución – estructuras y cimentaciones</b> .....	138
<i>Jorge Alberto Cerezo Macías, Matias Alonso García, Alexander Dominguez Marquina, María Gómez Irigaray, Javier Salcedo Cabello</i>	
<b>Nuevo puente Champlain sobre el río San Lorenzo en Montreal.</b>	
<b>Diseño de las estructuras auxiliares para la construcción del puente atirantado</b> .....	138
<i>Hugo Corres Peiretti, Alejandro Pérez Caldente, Javier Milián Mateos, Alejandro Abel Núñez, Antonio Romero Ballesteros, Conchita Lucas Serrano</i>	
<b>Nuevo puente Champlain sobre el río San Lorenzo en Montreal.</b>	
<b>Estudio de alternativas de proceso constructivo y secuencia final</b> .....	139
<i>Hugo Corres Peiretti, Alejandro Pérez Caldente, Javier Milián Mateos, Alejandro Abel Núñez, Conchita Lucas Serrano, Guillermo Lorente Perchín</i>	
<b>Nuevo puente Pumarejo sobre el río Magdalena en Colombia. Particularidades de la ejecución y medios auxiliares de los viaductos de acceso ejecutados con autocimbra</b> .....	140
<i>David Ruiz, David Gutiérrez, David Ordín, Cristian Bernal, Maite Calleja, Rüdiger Spengler</i>	
<b>Nuevo puente Pumarejo sobre el río Magdalena en Colombia.</b>	
<b>Particularidades de la ejecución y medios auxiliares del tramo atirantado</b> .....	141
<i>David Ruiz, David Gutiérrez, David Ordín, Cristian Bernal, Maite Calleja, Rüdiger Spengler</i>	
<b>Nuevo puente Pumarejo sobre el río Magdalena en Colombia.</b>	
<b>Seguimiento y control del proceso constructivo del tramo atirantado</b> .....	141
<i>Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo, Jokín Ugarte González, Rüdiger Spengler, Alberto Suz Maroto, David Ruiz Melo</i>	
<b>Nuevo viaducto sobre el río Júcar en Cullera: lanzamiento mediante SPMTs</b> .....	142
<i>Luis Sopena Corvino, Ricardo Rico Rubio, Juan Jesús Álvarez Andrés, Sara Valor González, Conchita Lucas Serrano, Carlos Misas Muñoz</i>	
<b>Pasarela presa de Mularroya</b> .....	143
<i>Manuel Biedma García, Pilar García Rey</i>	
<b>Paso superior provisional sobre la variante sur metropolitana de Bilbao, tramo 9A</b>	
<b>Peñasal-Bolintxu de la fase I y pasarela provisional en Ruente</b> .....	144
<i>Jorge Gil Fernández, José Manuel Baraibar Diez</i>	
<b>Proyecto de viaductos de FFCC en la línea ferroviaria entre Las Palmas de Gran Canaria y Maspalomas</b> .....	144
<i>Miguel Ángel Higuera Antón, Amaya Hernando Martín, M. Alejandro Nicolás Pazo, David Nogueira Abal, Antonio J. Madrid Ramos, Florencio J. del Pozo Vindel</i>	
<b>Proyecto y construcción de pila en “C” en el acondicionamiento de la conexión entre las carreteras N-633 Y BI-7373 (enlace de Derio)</b> .....	145
<i>José Manuel Baraibar Diez, Mikel Herce Santamaria, Mariano Villameriel, José Miguel De La Fuente, José Ángel Cabo Santillán, Gonzalo Calvo Hernandez</i>	
<b>Proyecto y construcción del puente Senegambia sobre el río Gambia</b> .....	146
<i>Guillermo Capellán Miguel, Miguel Sacristán Montesinos, Javier Fernández Antón, Pablo Alfonso Domínguez</i>	
<b>Puente arco sobre el río Híjar (Reinosa, Cantabria)</b> .....	147
<i>Luis Sopena Corvino</i>	
<b>Puente Rurrenabaque – San Buenaventura (Bolivia). Supervisión de obras</b> .....	148
<i>Jorge Alberto Cerezo Macías. Walter Torrez Ledesma</i>	

Puente sobre el río Wisla en Varsovia. Ejemplo de construcción de tableros de grandes dimensiones.....	148
<i>Aquilino Secio Raimundo, José Antonio Becerra Mosquera</i>	
Sistema innovador para la construcción vano a vano de puentes con luces de más de 100 m con vigas autolanzables .....	149
<i>Javier Muñoz-Rojas Fernández, Celso Iglesias Pérez, Sara Fernández Alonso, Pedro Pacheco, André Resende, Hugo Coelho</i>	
Soluciones adaptativas prefabricadas en el ámbito de la obra civil.....	150
<i>Miguel Peláez Ruiz, Marcus Lindon, Ángel José León Alonso</i>	
The River Slaney Bridge – Design & Construction .....	150
<i>Marcos Sánchez Sánchez, Cian Long, Pat Moore</i>	
Transportation of 8.400t Bow String Rail Bridge Across A1 in the Netherlands. World Record .....	151
<i>José María Martínez Gutiérrez, Dimitri Laurent</i>	
Viaducto de FFCC de San Martín en Buenos Aires.....	152
<i>Elena Coloma Eusebio, Ángel José León Alonso, Miguel Peláez Ruiz</i>	
Viaducto singular en el tramo Riudarenes-Santa Coloma de Farners de la C-63.....	152
<i>Miguel Ángel Higuera Antón, M. Alejandro Nicolás Pazo, Amaya Hernando Martín, David Nogueira Abal, Antonio J. Madrid Ramos, Florencio J. del Pozo Vindel</i>	
Viaducto sobre el río Eresma en las obras de conversión en autovía de la circunvalación de Segovia (SG-20).....	153
<i>Guillermo Lorente Perchín, Juan Jesús Álvarez Andrés, Juan Luis Alcalá Sánchez, Javier Mellado Fernández, Enrique Hernández Velasco, Alberto Baillo Rodríguez De Las Heras</i>	
Proceso constructivo de los edificios de oficinas "Helios" en Madrid .....	153
<i>Susana Jareño Cobo, M<sup>a</sup> Mercedes Madrid Ramos</i>	
<b>6. Control y monitorización de estructuras en todas sus fases .....</b>	<b>155</b>
Decisions Under Uncertainty: fib Bulletin 80 VS. prCEN /TS.....	156
<i>Carlos Lara Sarache, Peter Tanner, Ramón Hingorani</i>	
Estudio de diagnóstico Puente Yelcho. Estimación de la distribución de carga mediante pruebas estáticas y dinámicas .....	156
<i>Javier Sánchez Haro, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Ricardo Pereira Da Sousa, Iván Campo Rumoroso, Frank Schanack</i>	
Evaluación del estado de la estructura de torre de refrigeración y torre de gasificación previamente y durante su demolición por detonación .....	157
<i>Antonio Manuel Bueno Bleda, Jacinto Ruiz Carmona, Juan Rey Rey</i>	
Evaluación y diagnóstico del puente Pedro de Valdivia. Viga Gerber de hormigón armado del año 1954.....	158
<i>Iván Campo Rumoroso, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Frank Schanack, Jorge De Vena Retuerto, Haritz García Coca, Marcos J. Pantaleón Prieto</i>	
Herramienta de toma de decisiones para evaluación de materiales de construcción fotocatalíticos: "PhotoScaling Decision Maker".....	158
<i>Eva Jiménez-Relinque, Francisco José Rubiano Sánchez, Ramón Hingorani, María Grande Jara, Ángel Castillo Talavera, Román Nevshupa, Marta Castellote Armero</i>	
Implementación de cámaras infrarojas en la construcción del edificio de oficinas en Avda Manoteras 12, Madrid.....	159
<i>Rubén Alonso Alonso, Emiliano Pinto, Ramón Sánchez Fernández, Ángel Sanchez De Dios</i>	
Medición de fuerzas y ajuste de longitud de péndolas de un puente en arco tipo network .....	160
<i>Frank Schanack, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Roberto Escalona De La Fuente, Ronald Alarcón Fernández</i>	
Metodología de seguimiento y supervisión de la ejecución de la estructura metálica en taller del nuevo puente de Champlain en Montreal, Canadá.....	160
<i>Miguel Ortega Cornejo, Pedro Atanasio Utrilla, Guillem Collell Mundet</i>	
Monitorización de las cubiertas del hipódromo de la Zarzuela: 12 años después.....	161
<i>Ángel Castillo Talavera, Isabel Martínez Sierra</i>	
Monitorización y control de vibraciones en la sustitución de un forjado en nave industrial de producción.....	162
<i>Alejandro Bernabeu Larena, Manuel De La Cal Manteca, Javier Gómez Mateo, Francisco Mota Toledo, Carlos Manuel Calvo Martínez, Juan José Quintana Suárez</i>	
Nuevo viaducto sobre el río Júcar en Cullera: Instrumentación.....	163
<i>Ricardo Rico Rubio, Sara Valor González, Jorge Cascales Fernández, Luis Sopena Corvinos, Juan Jesús Álvarez Andrés, Conchita Lucas Serrano</i>	
Sistema para la monitorización de movimientos en estructuras basado en técnicas de visión artificial.....	163
<i>Miguel Ángel Vicente Cabrera, Thomas Schumacher, Jesús Mínguez Algarra, Nicholas Broun, Dorys Carmen González Cabrera</i>	
<b>7. Durabilidad y mantenimiento de estructuras .....</b>	<b>165</b>
Acciones imprevistas en cubiertas planas.....	166
<i>Mariana Pabón Pérez, Miguel Ángel Acón Robleda, Ramón Álvarez Cabal</i>	
Actuaciones de emergencia en la estructura de conexión M-607 con M-40 en el nudo de Colmenar (Madrid).....	166
<i>Ignacio Rueda Sastre, Tomás Ripa Alonso</i>	
Análisis bajo cargas de larga duración de miembros compuestos de hormigón con pretensado interior no adherente.....	167
<i>Pablo Martín Páez Gus, Berardi Sensale - Cozzano</i>	
Análisis de factores que afectan al ensayo de penetración de agua bajo presión empleado para la medida de las prestaciones de durabilidad de hormigones.....	168
<i>David Revuelta Crespo, Filipe Pedrosa Pereira, José Luis García Calvo, Pedro Carballosa De Miguel, Joan Mas Amengual</i>	
Comportamiento al fuego de mortero con adición de polvo calizo .....	168
<i>Carmen Andrade Perdrix, Ana María Martínez Serrano, Jose Antonio Tenorio Ríos, Pablo Anaya Gil</i>	
Comportamiento frágil de las armaduras corroídas.....	169
<i>Javier Sanchez Montero, Nuria Rebolledo Ramos, Julio E. Torres Martin</i>	

<b>Depósito de cloruros en el hormigón en las atmosferas de la isla de Tenerife-España</b> .....	170
<i>Concepción Blanco Peñalver, Carmen Andrade Perdrix, V. Mena, Ricardo Souto, J.J. Santana, N. Rodríguez</i>	
<b>Diseño y mantenimiento óptimo robusto y basado en fiabilidad de puentes de alta eficiencia social y medioambiental bajo presupuestos restrictivos</b> .....	170
<i>Victor Yepes Piqueras, José V. Martí Albiñana, Eugenio Pellicer Armiñana, Moacir Kripka</i>	
<b>Distribución estadística de la corrosión de la armadura por carbonatación en un edificio industrial de 85 años de vida</b> .....	171
<i>J. Antuña Bernardo, C. Andrade Perdrix</i>	
<b>Durabilidad del hormigón por ataque ácido en estaciones depuradoras de aguas residuales. Casos prácticos de diagnóstico</b> .....	171
<i>Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma, Pedro López Sánchez</i>	
<b>Durabilidad del hormigón reciclado autocompactante para la fabricación de vía en placa</b> .....	172
<i>José Adolfo Sainz-Aja Guerra, Isidro A. Carrascal Vaquero, Juan A. Polanco Madrazo, Carlos Thomas, Israel Sosa</i>	
<b>Estructuras con protección catódica. Correlación de datos entre el sistema y los electrodos de referencia</b> .....	173
<i>José Antonio Becerra Mosquera, Manuel Francisco Herrador Barrios, José Manuel Millán Pérez, Diego Carro López, José Enrique Pardo Landrove</i>	
<b>Estudio de la trascendencia de los asientos ocurridos en un complejo de edificios como consecuencia de la construcción de un túnel próximo</b> .....	173
<i>Ismael Carpintero García, Jorge Rueda Puerta</i>	
<b>Estudio de un colapso local en una cubierta de una nave industrial</b> .....	174
<i>Ismael Carpintero García, Iván Costa Céspedes</i>	
<b>Estudio del fallo de un falso túnel. Análisis de los condicionantes de seguridad, fisuración y durabilidad que determinan su aptitud de servicio</b> .....	174
<i>Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma, Ramón Álvarez Cabal, Alberto Blanco Zorroza, Jose A. Corbacho Vicioso</i>	
<b>Evolución, problemática y estrategia de reparación de los túneles de la Calle 30 (M-30, Madrid)</b> .....	175
<i>Noemí Corral Moraleda, Tomás Ripa Alonso</i>	
<b>Grandes operaciones de mantenimiento en puentes móviles. Aplicación al caso de sustitución de cojinetes en puente de las Delicias (Sevilla)</b> .....	176
<i>Alejandro Castillo Linares, Raúl Díaz Álvarez, David Trujillo Montes, Rodrigo García Orera</i>	
<b>Independent Check Activities at the Storstrøm Bridge (Denmark)</b> .....	177
<i>Guillermo Capellán Miguel, Miguel Sacristán Montesinos, Emilio Merino Rasillo, Sara Urdinguio Vega, Ysabel Guil Celada</i>	
<b>Desarrollo de dovelas de hormigones reforzados con fibras no metálicas de alta durabilidad y sostenibilidad</b> .....	177
<i>Elena Martín Díaz, Janill de la Cruz, Paz Navarro Gancedo-Rodríguez, María Sánchez Pallarés, Ignacio Segura Pérez, Albert de la Fuente</i>	
<b>Mejora de la impermeabilización de puentes existentes. Experiencias prácticas y algunas reflexiones</b> .....	178
<i>Héctor Sánchez Martínez, Mario Martín Aguilera, Tomás Ripa Alonso</i>	
<b>Rehabilitación de obras de drenaje transversal tipo acero corrugado</b> .....	179
<i>Antonio González Meijide, Jesús José Corbal Álvarez, Arturo Antón Casado</i>	
<b>Patologías en vigas prefabricadas por sales fundentes. Caso de estudio: 3 pasos superiores en la autovía A1 Madrid</b> .....	179
<i>J. Ignacio Cuñado Arroyo, Luis Matute Rubio, Carlos Jiménez Solanas, Francisco J. González Ramos, Alberto Ruiz Muñoz, Ignacio Pulido Sánchez, Rosa Díaz Pérez, Félix López Martínez</i>	
<b>8. Reparación y refuerzo de estructuras</b> .....	181
<b>Acondicionamiento del puente de Odonnell sobre la M-30 (Madrid, España)</b> .....	182
<i>Luis Sopena Corvino, Jose Enrique Silvo González, Noemí Corral Moraleda, Juan Jesús Álvarez Andrés, Tomás Ripa Alonso</i>	
<b>Ampliación y rehabilitación del viaducto de ferrocarril sobre el río Gorgos, Alicante</b> .....	182
<i>Pablo Tarín Benedito, Alberto Ordiñana Gil, Altea Cámara Aguilera, Fernando Ibáñez Climent</i>	
<b>Análisis de patologías, propuesta de soluciones de refuerzo y ejecución de las obras de reparación del viaducto sobre el río Duero en Zamora (A-66)</b> .....	183
<i>Javier Largo Maeso, Luis Matute Rubio, Ignacio Pulido Sánchez, Enrique Bordo Bujalance, Carlos Jiménez Solanas, Fulei Zhou Yang, Álvaro García Martín, Alberto Marino Tostón, Santiago Salas Fernández-Polanco</i>	
<b>Análisis de patologías, propuesta de soluciones y ejecución de obras de refuerzo de los viaductos de Noceda y Silvela en la autovía A-6</b> .....	184
<i>Beatriz González Del Riego, Diego Vázquez Novo, Luis Matute Rubio, Ignacio Pulido Sánchez, Santiago Salas Fernández-Polanco</i>	
<b>Análisis estadístico de edificaciones de muros delgados de concreto reforzado en zona de amenaza sísmica alta</b> .....	185
<i>Pedro Steven Torres Arbeláez, Peter Thomson Roach, Roger Ortega Caraballo, Gilberto Areiza Palma, Johannio Marulanda Casas</i>	
<b>Colegio Diocesano María Inmaculada en la calle Celeste Nº 1 de Madrid</b> .....	186
<i>Mª Mercedes Madrid Ramos, Fabiola Pierantoni Silva, Javier De Leyva Rojo, Javier Castellanos Paniza</i>	
<b>Rehabilitación integral de dos edificios de usos polivalentes para red eléctrica</b> .....	186
<i>Jorge De Prado Romero, Carlos Castañón Jiménez, Beatriz Suárez Pardo</i>	
<b>Condicionantes del estudio y proyecto de consolidación de un dique seco en Cartagena, una construcción singular con valor patrimonial</b> .....	187
<i>Raúl Rodríguez Escribano, Enrique Calderón Bello, Miguel Ángel Acón Robleda, Sergio Gómez Barrado, Víctor Bustamante Fernández</i>	
<b>Descenso de forjado reticular mediante gateo sincronizado como parte de una rehabilitación integral</b> .....	188
<i>Francisco González, Álvaro Rodríguez, Paula Villanueva, David Fernández, Álvaro Serrano</i>	
<b>Efectos de las altas temperaturas en estructuras de obra civil. Aplicación al caso del viaducto de acceso sur al aeropuerto de Málaga (MA-23)</b> .....	189
<i>Alejandro Castillo Linares, David Trujillo Montes, Luis Carlos Tobaruela Martínez, Luciano Hidalgo Salas</i>	

<b>Ensayos a cortante y punzonamiento sobre un puente antiguo de hormigón armado en la carretera BV-2249 de Gelida</b> .....	189
<i>Antonio Mari Bernat, Valentín Aceña Ramos, Pablo Gonzalo Fernández Sánchez, Eva Oller Ibars, Noemí Duarte Gomez, Tomas García Vicente</i>	
<b>Estudio de la seguridad estructural de la iglesia de San Prudencio en Talavera de la Reina</b> .....	190
<i>Javier León, Leonardo Todisco</i>	
<b>Estudio experimental sobre el efecto de la forma de la sección en el confinamiento de pilares de hormigón con FRP</b> .....	191
<i>José Pedro Gutiérrez Jiménez, Sonia Martínez De Mingo, Viviana Jacqueline Castro Quispe, Luis Echevarría Giménez, Ana De Diego Villalón</i>	
<b>Evaluación y refuerzo sísmico de estructuras de paneles prefabricados mediante análisis pushover</b> .....	192
<i>Alexander Kagermanov</i>	
<b>Evaluation of Surface Applied Corrosion Inhibitor Performance on Reinforced Concrete Structures</b> .....	192
<i>Engin Cueneyt Seyhan, Gino Ebell, Diana Martín Jiménez, Guillermo Sánchez Álvarez, Javier Suárez Chávez</i>	
<b>Experiencias recientes en inspección y patologías de puentes</b> .....	193
<i>Sergio Couto Wörner, Ricardo Rico Rubio, Jorge Cascales Fernández, Pablo Grandio Noche</i>	
<b>Intervención en el puente de fábrica en la ría de Deba</b> .....	194
<i>Javier León González, Iñaki Jaime Azpiazu, Francisco Prieto Aguilera, Isabel Lorenzo Pérez</i>	
<b>Juntas integrales en puentes carreteros</b> .....	194
<i>Jorge Aparicio García</i>	
<b>La mejora del puente metálico giratorio de Treto, en Cantabria, con el análisis estructural de sus tramos</b> .....	195
<i>Felipe Collazos-Arias, Mariano Villameriel, Oscar Ramón Ramos-Gutierrez, David García-Sánchez, Miguel Ángel Delgado-Nuñez, Miguel Lavín-García</i>	
<b>Lecciones aprendidas en la reparación de puentes de fábrica: Astiñene y Deba</b> .....	196
<i>Luis Cosano López-Fando, Txomin Echeveste, Mikel Arraiza Aramendia, Pedro Sancho González, Pablo Vilchez Motino</i>	
<b>Modelización numérica de vigas de hormigón armado reforzadas externamente a cortante mediante aleaciones con memoria de forma en base hierro</b> .....	197
<i>Joaquín Guillermo Ruiz Pinilla, Luis Alberto Montoya Coronado, Carlos Rodrigo Ribas Gonzalez, Antoni Cladera Bohigas</i>	
<b>Nueva metodología para la delimitación de las zonas a reparar de un hormigón afectado por corrosión</b> .....	197
<i>Servando Chinchón Payá, Javier Sánchez Montero, Luis M<sup>a</sup> Ortega Basagoiti, Jesús García Mateos, Nuria Rebollo Ramos, Julio Emilio Torres Martín, Jaime Peribáñez Sebastián</i>	
<b>Obra de emergencia en Puente Villarente (León)</b> .....	198
<i>Javier León González, Cristina Sanz Manzanedo, Antonio Romero Ballesteros, Adolfo Güell Cancela, Álvaro Amieva De Miguel</i>	
<b>Obras de emergencia derivadas de inspecciones especiales</b> .....	199
<i>Javier León González, Francisco Prieto Aguilera, Cristina Sanz Manzanedo, Alberto Martín Galán, Antonio Ortega Montoro, Enrique Arredondo Estévez</i>	
<b>Patologías de levantamiento de vanos extremos en tableros continuos de luces descompensadas por rotura de anclajes. Puente de los Vados (A-92G)</b> .....	200
<i>Alejandro Castillo Linares, Guillermo Montero Poyatos, Francisco Javier Sierra Carrillo de Alborno</i>	
<b>Recalce del puente de fábrica de Astiñene en San Sebastián</b> .....	200
<i>Javier León González, Julio Sánchez Delgado, Juan Antonio Cea, Lola Capdevila González-Navia</i>	
<b>Reforma estructural de los cines Ideal y Palafox en Madrid</b> .....	201
<i>Jorge De Prado Romero, Carlos Castañón Jiménez, Hector Ignacio Minder Rodríguez</i>	
<b>Refuerzo a sismo de colegios con tipología estructural de bloques prefabricados según construcción soviética de los años 60 en Tbilisi (Georgia)</b> .....	202
<i>Ignacio López Picasso</i>	
<b>Refuerzo de estructuras con morteros de ultra-alta resistencia, reforzados con fibras, en capa delgada</b> .....	202
<i>Pedro A. Madera Arroyo</i>	
<b>Refuerzo de puentes de vigas frente a impacto</b> .....	203
<i>José Olivas Ruiz, Tomás Ripa Alonso, Diego Cerezo San Frutos</i>	
<b>Refuerzo del puente atirantado de comuneros sobre el río Mantaro en Perú</b> .....	204
<i>David Sanz Cid, Juan Luis Bellod Thomas, Diego Aita Santos</i>	
<b>Refuerzo estructural de depósitos circulares de hormigón con postesado exterior</b> .....	204
<i>Luis Cosano López-Fando, Pedro Sancho González, Sergio Del Olmo López, Pablo Vilchez Motino</i>	
<b>Refuerzo externo a cortante en vigas de hormigón mediante aleaciones con memoria de forma en base hierro: de la prueba de concepto a la escala real</b> .....	205
<i>Antoni Cladera Bohigas, Luis Alberto Montoya Coronado, Joaquín Guillermo Ruiz Pinilla, Carlos Rodrigo Ribas González</i>	
<b>Refuerzo sísmico de edificios de fábrica en la región de Groninga, Holanda</b> .....	206
<i>Patricio García, Timurhan Timur, Enrique Gonzalez, Alessandro Marasca, Maurizio Teora, Laura Álvarez</i>	
<b>Refuerzo sísmico de la sede de Nestlé Portugal en Linda-a-Velha, Lisboa, Portugal</b> .....	207
<i>Patricio García, Joao Almeida, Alexis Pinheiro, David Castro, Filipe Reis, Laura Álvarez</i>	
<b>Refuerzo y ampliación del puente histórico sobre el río Cinca en Monzón, Huesca</b> .....	207
<i>Ignacio García Cavero, Luis Matute Rubio, Ignacio Pulido Sánchez, Carlos Jiménez Solanas, Teresa Vidal Fernández De Tejada, Germán Martín Marco</i>	
<b>Refuerzo y ampliación del puente histórico sobre el río Narcea en Cornellana, Asturias</b> .....	208
<i>Javier Uriarte Pomo, José M<sup>a</sup> Zamora Pérez, Luis Matute Rubio, Ignacio Pulido Sánchez, Carlos Jiménez Solanas, Rosa Díaz Pérez, Pablo Corte Montes, Miguel Ángel Delgado</i>	
<b>Rehabilitación arquitectónica y adecuación museística del Salón de Reinos</b> .....	209
<i>Fernando Pinedo Bello, Hugo Corres Peiretti</i>	
<b>Rehabilitación de estructuras portuarias: Pantalán de Sierra Menera (Puerto de Sagunto, Valencia)</b> .....	210
<i>Fernando Rodríguez García, Pablo Alonso Medina, Javier Martínez González</i>	

<b>Rehabilitación de la cubierta del canódromo de Madrid</b> .....	211
<i>Fernando Rodríguez García, Javier Martínez González, José Soriano Martín, Pablo Alonso Medina</i>	
<b>Rehabilitación de los tendones de retenida del puente del Centenario</b> .....	211
<i>Javier Oñaderra Rabasa, Fernando Martínez Pérez-Beato, Sierra Ruiz Rabadán, Damián Yerone Neustadt</i>	
<b>Rehabilitación del edificio Colón I (Madrid)</b> .....	212
<i>Hugo Corres Peiretti, Eduardo Romero Rey, Blanca Palerm Sabater, Angel Hernández Basterra, Adrián Sánchez Sevilla</i>	
<b>Rehabilitación del interior de la cubierta del depósito de agua tratada de Petritegi. Aprendiendo de reparaciones anteriores. Más allá de lo evidente</b> .....	213
<i>Fernando Rodríguez García, Iñaki Jaime Azpiazu, Javier Martínez González, Pablo Alonso Medina</i>	
<b>Rehabilitación del puente árabe sobre el Henares en Guadalajara</b> .....	214
<i>Ramón Sánchez De León, Alberto Herrera Gómez, Francisco Sánchez De León</i>	
<b>Rehabilitación del puente Avenida entre Irún y Hendaya</b> .....	214
<i>Javier León González, Francisco Prieto Aguilera, Lola Capdevila González-Navia, Iñaki Jaime Azpiazu</i>	
<b>Rehabilitación del puente de La Paz (Parque Avenidas a Tanatorio) (M-30, Madrid)</b> .....	215
<i>Tomás Ripa Alonso, Noemí Corral Moraleda, Miguel Ángel Delgado Núñez, Rubén Álvaro Sanz, Ana Belén Fernández Cañada</i>	
<b>Rehabilitación y refuerzo de puentes en nudo de Prievoz en Bratislava</b> .....	216
<i>José Manuel Simón-Talero Muñoz, Carlos J. Bajo Pavia, Angel Carriazo Lara, Luis Martín-Tereso López, Álvaro Mazariegos Borobio, Wojciech Wlodzimirski</i>	
<b>Remodelación edificio Castellana 81</b> .....	216
<i>Antonio Martínez Cutillas, Miguel A. Gil Ginés</i>	
<b>Reparación de apoyos a media madera en el tablero sur del puente de la Avenida del Mediterráneo (A-3 sobre M-30) mediante izado de vanos isostáticos</b> .....	217
<i>Tomás Ripa Alonso, Lucía López-De Abajo López, Miguel Ángel Delgado Núñez, José María Martínez Gutiérrez, Ana Belén Fernández Cañada, Rubén Álvaro Sanz</i>	
<b>Reparación del sistema de tirantes del puente de la Arena, Muskiz, Vizcaya</b> .....	218
<i>Zigor Gómez Gómez, Nicolas Trotin, Txomin Echeveste, Pedro Sancho González, Pablo Vilchez Motino</i>	
<b>Reparación muelle de bloques Al-Kout (Kuwait). Inspeccion, diseño reparacion y supervisión de obras</b> .....	219
<i>Gonzalo Aivar Mateo, Elena Seguido Fernández-Tresguerres, Jorge Alberto Cerezo Macías, Miguel Reques Laso</i>	
<b>Replacement of Soderstroms Rail Bridge, Stockholm-Sweden</b> .....	219
<i>José María Martínez Gutiérrez, Dimitri Laurent Objet</i>	
<b>Step Forward in Fatigue Assessment on Bridges: the Fasstbridge Methodology</b> .....	220
<i>David Garcia-Sanchez, Mazen Wahbeh, Mikel Ezquerro, Jesús Díez, Rami Boundouki, Luis Sopeña, Sylvain Chataigner</i>	
<b>Sustitución de los tirantes del puente internacional del Guadiana</b> .....	221
<i>Sierra Ruiz Rabadán, Jhonny Brito, Fernando Martínez Pérez-Beato, Damián Yerone Neustadt</i>	
<b>Sustitución de tirantes del puente Fernando Reig (Alcoy)</b> .....	222
<i>Hugo Corres Peiretti, Ismael Ferrer Domingo, Javier León González, Julio Sánchez Delgado, Cristina Sanz Manzanedo, Gemma Fernández García</i>	
<b>Terminal portuario "North Pier" (Kuwait). Inspección y redacción feed rehabilitacion</b> .....	222
<i>Jorge Alberto Cerezo Macías, Gonzalo Aivar Mateo, Elena Seguido Fernández-Tresguerres, María Gómez Irigaray, Javier Íñigo Mallol, Jaime Martínez Arigita</i>	
<b>Viaducto de Ruitelán. Sustitución de pretil</b> .....	223
<i>Jorge Alberto Cerezo Macías, Elena Seguido Fernández-Tresguerres</i>	
<b>Viaductos de Somonte A-8 PK 385+710 (Asturias). Obras de rehabilitación</b> .....	224
<i>Jorge Alberto Cerezo Macías, Elena Seguido Fernández-Tresguerres</i>	
<b>9. Ampliación de estructuras</b> .....	225
<b>Ampliación de los cabeceros de pilonos en la ampliación del puente de Rande (Vigo)</b> .....	226
<i>D<sup>a</sup> Fátima Otero Vieitez</i>	
<b>Ampliación del hospital de Al Adan (Kuwait)</b> .....	226
<i>Alvaro Olabarria, José Soriano Martín, Manuel Cadenas Aguado, Lore Mutiloa Albizu, Isaac Ruescas, Leonardo Todisco</i>	
<b>Ampliación del puente de Rande. Análisis de estabilidad frente al viento</b> .....	227
<i>Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, José María Terrés Nicoli, Álvaro Serrano Corral, Ana Fernández Prieto, Haritz García Coca, Ángel Vidal Vacas</i>	
<b>Ampliación del puente de Rande. Control y verificación de medios auxiliares para la construcción</b> .....	228
<i>Manuel Ángel Díaz García, Miguel Rupérez Astarloa, Juan Peña Lasso, Ana Fernández Prieto, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Álvaro Serrano Corral</i>	
<b>Ampliación del puente de Rande. Proceso de montaje del nuevo tablero</b> .....	229
<i>Héctor Bernardo Gutiérrez, Juan José Consuegra Pérez, Felipe Tarquis Alfonso, Conchita Lucas Serrano</i>	
<b>Ampliación del puente de Rande. Pruebas dinámicas y de confort</b> .....	229
<i>Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Juan Peña Lasso, Álvaro Serrano Corral, Ana Fernández Prieto, Marcos Jesús Pantaleón Prieto, Miguel Rupérez Astarloa</i>	
<b>Ampliación metálica del puente Sacem en Villabona</b> .....	230
<i>Mario Guisasola Ron</i>	
<b>Diseño, evaluación y ampliación de estructuras en proyectos de mejora de autopistas con carriles rápidos. I-77 Express</b> .....	231
<i>Manuel A. Correia Santos, Javier Fernández-Dívar Sanchez, Roberto Escalona De La Fuente, Iván Campo Rumoroso, Ángela Martín Ochoa, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez</i>	



Ejecución de los tableros laterales en la ampliación del puente de Rande (Vigo).....	232
<i>D<sup>a</sup> Fátima Otero Vieitez</i>	
Nuevas técnicas de atirantado en la ampliación del puente Rande.....	233
<i>Jorge Sánchez De Prado, Nicolas Trotin, María Del Espino Monedero, Zigor Gómez Gómez</i>	
<b>10. Gestión de estructuras.....</b>	<b>234</b>
<b>Análisis de los software BIM en el contexto de un concurso internacional.....</b>	<b>236</b>
<i>Pablo Bellido Montesino, Fidel Lozano Galant, Francisco Javier Castilla Pascual, Jose Antonio Lozano Galant</i>	
<b>Análisis de prestaciones en base a variables de impacto de un puente carretero bajo acciones sísmicas considerando incertidumbres.....</b>	<b>236</b>
<i>Oscar Möller, Mauro Poliotti, Juan P. Ascheri, Guido Valentini, Sergio Grossman, Jesús Miguel Bairán García</i>	
<b>Análisis numérico de continuidad activa para forjados prefabricados de hormigón mediante el uso de aleaciones con memoria de forma en base hierro.....</b>	<b>237</b>
<i>Sandra Del Río Bonnin, Joaquín Guillermo Ruiz Pinilla, Antoni Cladera Bohigas, Carlos Rodrigo Ribas González, Luis Alberto Montoya Coronado</i>	
<b>Aplicación de herramientas de realidad aumentada a modelos de puentes elaborados con BIM.....</b>	<b>237</b>
<i>Fernando Calderón De Diego, Riyadh Hindi, José Antonio Lozano-Galant</i>	
<b>Tablero ortótropo mixto y armadura de fibra de basalto. Una alternativa innovadora frente a los tableros convencionales.....</b>	<b>238</b>
<i>Rolf Jung, Tobias Mansperger, Stefan Burgard, Juan Bravo, Antonio Carnerero, Michael Müller</i>	
<b>Caracterización de la pasarela Bicontentio.....</b>	<b>239</b>
<i>Mario Guisasola Ron</i>	
<b>Digitalización del flujo operativo asociado al servicio de inspecciones principales en puentes carreteros.....</b>	<b>239</b>
<i>Ignacio Piñero Santiago, Jesús Díez Hernández, José Tomás San-José Lombera, Leire Garmendia Arrieta</i>	
<b>Ecuaciones constitutivas para modelización numérica de refuerzos estructurales con aleaciones con memoria de forma en base hierro.....</b>	<b>240</b>
<i>Luis Alberto Montoya Coronado, Joaquín Guillermo Ruiz Pinilla, Carlos Rodrigo Ribas Gonzalez, Antoni Cladera Bohigas</i>	
<b>El marcado CE y los distintivos de calidad. Problemática y tratamiento en la propuesta de Código Estructural.....</b>	<b>241</b>
<i>Rafael Bueno Maldonado, Manuel Bueno Maldonado</i>	
<b>Evaluación del estado de conservación y resistente de estructuras de la Línea Amarilla (Lima, Perú).....</b>	<b>241</b>
<i>Kerman Vázquez Fernández, Damián Javier Terrasa Díaz, Gonzalo Arias Hofman</i>	
<b>Guía para el proyecto sísmico de puentes de carretera con Eurocódigo 8 – algunos aspectos relevantes.....</b>	<b>242</b>
<i>Alejandro Pérez Caldentey, Hugo Corres Peiretti, Pilar Crespo Rodríguez, Carlos Paradela Sánchez</i>	
<b>Mechanical model for the shear strength of steel fibers reinforced concrete beams (SFRC) without stirrups.....</b>	<b>243</b>
<i>Antonino Mari Bernat, Nino Spinella, Antonino Recupero, Antoni Cladera Bohigas</i>	
<b>Modelado BIM de estructuras de hormigón armado.....</b>	<b>243</b>
<i>Javier Pereiro Barceló, Vicente Castell Herrera, Ángel Herrero Castaño, Carlos Fernández Fernández</i>	
<b>Numerical models for the analysis of corroded reinforced concrete structures.....</b>	<b>244</b>
<i>Alexander Kagermanov, Ivan Markovic</i>	
<b>Simulación numérica del comportamiento sísmico de muros de concreto reforzado.....</b>	<b>245</b>
<i>Eduar Andrés Cuesvas Rosero, Johanno Marulanda Casas, Roger Ortega Caraballo, Peter Thomson Roach, Pedro Steven Torres Arbeláez</i>	
<b>11. Historia de las estructuras y de la ingeniería estructural.....</b>	<b>246</b>
<b>La historia de las patentes en la ingeniería estructural. El ejemplo del postesado. Por qué merecen la pena.....</b>	<b>248</b>
<i>Jorge Aparicio García</i>	
<b>Puentes de dovelas prefabricadas en Kuwait, pasos superiores J5 y J6 del proyecto RA263.....</b>	<b>248</b>
<i>Raimon Rucabado, Albert Bailo, Enrique Martí, Eduard Alberich, German Bares, Guillermo Siegrist</i>	
<b>Puente de Colonia-Mülheim sobre el Rin: equilibrio entre la conservación del patrimonio y las estrategias de renovación de estructuras existentes.....</b>	<b>249</b>
<i>Wolfgang Eilzer, Michael Müller, Thomas Lehmann, Rafael Rodríguez, Bastian Kratzke</i>	
<b>12. Ingeniería y sociedad.....</b>	<b>250</b>
<b>Independent Checking Engineering. Elemento asegurador de la calidad de los proyectos. Aplicación en el Proyecto de Tren Ligero de Lusail (Qatar).....</b>	<b>252</b>
<i>Jaime López Calderón, Ahmed Al Saleh, Victor Pérez Azañedo, Mohammad Saleem Akhtar, Dorota Rogulska, Mark Easterby</i>	
<b>La Catedral de La Laguna: Una obra pionera en el uso del hormigón armado en España, 1904-1913.....</b>	<b>252</b>
<i>Hugo A. Ventura Rodríguez, Vicente Mirallave Izquierdo, Nelson Flores Medina</i>	
<b>Sobre la durabilidad estética en el diseño de puentes.....</b>	<b>253</b>
<i>Héctor Beade Pereda</i>	
<b>Tres pasos superiores sobre rotondas entre Maó y Alaior.....</b>	<b>254</b>
<i>Juan Luis Bellod Thomas</i>	
<b>13. Educación en ingeniería estructural.....</b>	<b>255</b>
<b>El “aula del futuro”, un espacio nuevo e inspirador para la docencia.....</b>	<b>256</b>
<i>Ignacio Payá-Zaforteza, Natalia Vila-López, Sabina Asensio-Cuesta, Inés Kuster-Boluda</i>	
<b>Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7.....</b>	<b>256</b>
<i>Álvaro Parrilla Alcaide, Pilar Crespo Rodríguez, Carlos Paradela Sánchez</i>	

<b>Guía para el proyecto frente a fatiga de puentes metálicos y mixtos</b> .....	257
<i>Miguel Ortega Cornejo, Carlos Paradela Sánchez, Pilar Crespo Rodríguez</i>	
<b>Guías para el proyecto de puentes de carretera con Eurocódigos</b> .....	258
<i>Carlos Paradela Sánchez, Pilar Crespo Rodríguez, Álvaro Parrilla Alcaide</i>	
<b>La enseñanza del BIM a través de la plataforma educativa BIMserver. center Education</b> .....	258
<i>Javier Pereiro Barceló, javier.pereiro@cype.com, Ángel Herrero Castaño, Carlos Fernández Fernández</i>	
<b>14. Sostenibilidad y ciclo de vida de las estructuras</b> .....	260
<b>Aplicación del análisis del valor MIVES a la estructura de una vivienda unifamiliar de autopromoción con criterios de sostenibilidad</b> .....	262
<i>Antonio José Sánchez Garrido, Víctor Yepes Piqueras</i>	
<b>Comportamiento térmico de hormigón en masa con árido reciclado de conchas de mejillón</b> .....	262
<i>Juan Luis Pérez-Ordóñez, David Bienvenido-Huertas, Carolina Martínez-García, Roberto Rodríguez-Álvarez, Juan José Moyano-Campos, Belén González-Fontebó</i>	
<b>Deslizamiento del tablero de la Z-32 sobre la AP-68 (Zaragoza): Estudio del origen del problema y trabajos de restitución a su ubicación original</b> .....	263
<i>José Luis Martínez Martínez, Damián Javier Terrasa Díaz, Luis Cosano López-Fando, Pablo Vilchez Motino, Rafael Echevarría González De Echavarrí</i>	
<b>Evaluación de la sostenibilidad de materiales para elementos estructurales de cubiertas</b> .....	264
<i>Irene Josa i Culleré, Albert de la Fuente Antequera, Oriol Pons Valladares, Antonio Aguado de Cea</i>	
<b>Expansión del hospital CUF Descobertas – seguridad estructural en la salud</b> .....	264
<i>Pedro Miguel Serpa Viegas, Romina González Hierro, Carlos Castañón Jiménez</i>	
<b>15. Innovación y transferencia tecnológica entre empresas y centros de investigación</b> .....	266
<b>Calibración de herramientas heurísticas para la optimización del proceso de tesado de puentes atirantados</b> .....	268
<i>Carlos Gisbert Domenech, José A. Lozano-Galant, Ignacio Payá-Zaforteza, José Turmo Coderque</i>	
<b>Caracterización experimental de anclajes post instalados de gran capacidad en situaciones sísmicas</b> .....	268
<i>Emilio José Rey Bouzón, Manuel F. Herrador Barrios, Gumersinda Seara Paz, Senén Paz Abuín, Roi Meizoso Loureiro, Juan Meizoso Rodríguez</i>	
<b>Determinación de la cantidad óptima de aditivo superplastificante para un hormigón autocompactante. Método de la hormigonera</b> .....	269
<i>Isidro A. Carrascal Vaquero, Juan A. Polanco Madrazo, Israel Sosa, Soraya Diego, Jose Adolfo Sainz-Aja Guerra, Carlos Thomas, Jose Casado</i>	
<b>Diseño y producción de recursos didácticos multimedia para facilitar el aprendizaje de teoría de estructuras en ingeniería y arquitectura</b> .....	270
<i>Pedro Museros Romero, José V. Benlloch Dualde, Andrés Lapuebla Ferri, Juan G. Bessini Muñoz, Ana Espinós Capilla, Ricardo Perelló Roso, Jéssica Moreno Puchalt, Ana I. Almerich Chulia, Luis de Mazarredo Aznar, Verónica Llopis Pulido, Inmaculada Tort Ausina, Gregorio Castillo Júdez, Isabel Gasch Molina, Federico Bonet Zapater</i>	
<b>Estudio experimental de cimentación prefabricada para torres eólicas desmontables para climas árticos</b> .....	271
<i>Miguel López López, Juan Luis Pérez Ordóñez, Fernando Varela Puga, Arturo Antón Casado, Manuel F. Herrador Barrios, J. Antonio González Meijide</i>	
<b>Forjado reticular activado térmicamente con materiales de cambio de fase</b> .....	272
<i>Ester Bermejo Nuñez, José Antonio Tenorio Ríos, César Bartolomé Muñoz, Alberto Alarcón García</i>	
<b>Influencia de la frecuencia en la vida a fatiga del hormigón reciclado autocompactante</b> .....	272
<i>Jose Adolfo Sainz-Aja Guerra, Isidro A. Carrascal Vaquero, Juan A. Polanco Madrazo, Carlos Thomas, Jose A. Casado, Soraya Diego</i>	
<b>Modeling the Expected Lethality of Building Structures</b> .....	273
<i>Ramón Hingorani, Peter Tanner, Carlos Lara Sarache, Miguel Prieto Rábade</i>	
<b>Efecto del refuerzo de las fibras de acero en la evolución de la fatiga a flexión en hormigones estructurales</b> .....	274
<i>Laura González Suárez, José A. Sainz-Aja, Carlos Thomas García, Jokin Rico Arenal</i>	
<b>16. Puentes</b> .....	275
<b>A New Arch Bridge in Georgia, a High-Seismicity Area</b> .....	276
<i>Guillermo Capellán Miguel, Emilio Merino Rasillo, Ysabel Guil Celada, Pascual García Arias, Miguel Angel Frias Villafruela, Manuel Casado Lechuga</i>	
<b>Ampliación del puente sobre la Riera de Ribes</b> .....	276
<i>Manuel Reventós Rovira, Jaume Guàrdia Tomàs</i>	
<b>Ampliación y rehabilitación del puente sobre el Ebro en Gelsa</b> .....	277
<i>Manuel Reventós Rovira, Jaume Guàrdia Tomàs</i>	
<b>Análisis de la respuesta frente a fatiga de las celosías transversales en puentes mixtos de carretera acorde al Eurocódigo EN 1993-1-9</b> .....	277
<i>Miguel Ortega Cornejo, M<sup>a</sup> João Dos Santos Freitas, Humberto Agrela</i>	
<b>Análisis del formato de seguridad aplicable a los cables de los puentes atirantados</b> .....	278
<i>Luis Carrillo Alonso, Miguel Ángel Astiz Suárez</i>	
<b>Anteproyecto y proyecto constructivo del nuevo puente de Guaiba en Portoalegre. Brasil</b> .....	279
<i>Celso Iglesias Pérez, Sara Fernández Alonso, José Manuel Domínguez, Fernando Stucchi, Fernando Blancas, Eduardo Nagao, Michel Rossi</i>	
<b>Bases de diseño y tipologías de puentes: Autopista R7 en Bratislava</b> .....	280
<i>Alberto Fernández Álvarez, Juan Carlos Del Olmo González, Ángel Carriazo Lara, Wojciech Włodzimirski, Álvaro Mazariegos Borobio</i>	

<b>Cimbras metálicas modulares autoportantes instaladas por voladizos sucesivos con atirantamiento provisional para la construcción de tres puentes arco de hormigón en Perú</b> .....	280
<i>Javier Muñoz-Rojas Fernández, Miguel A. Gil Ginés, Manuel Valero Barat, Pedram Manouchehri, Sergio De La Lastra, Donata Trost, Juan M. Juez, Jorge Giganto, Jorge Delgado, Alberto Pérez, Jorge Toro, Jesús Pérez</i>	
<b>Metodología de estudio del viento en la ampliación del puente de Rande</b> .....	281
<i>José María Terrés-Nicoli, Lingzhe Kong, J. Peter King, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez</i>	
<b>Construcción del puente Zelizj en Novi Sad (Serbia)</b> .....	282
<i>Jorge Cascales Fernández, Antonio Mora Muñoz, Juan Pérez Torres, Sergio Couto Wörner, Jose Antonio Agudelo Zapata, Ricardo Rico Rubio</i>	
<b>Contrastación del método de diseño de directrices de puentes curvos atirantados</b>	
<b>Tablero-Axil mediante el rediseño de 2 pasarelas existentes</b> .....	282
<i>Dario Galante Bardín, Miguel Ángel Astiz Suárez</i>	
<b>Diseño conceptual y proyecto de licitación del nuevo puente Pumajero sobre el río Magdalena en Barranquilla. Colombia</b> .....	283
<i>Javier Manterola Armisén, Javier Muñoz-Rojas Fernández, Sara Fernández Alonso, Juan A. Navarro González-Valerio, Silvia Fuente García, Miguel A. Gil Ginés, Alvaro Viviescas Jaimes</i>	
<b>Diseño de cinco puentes arco tipo network de luces medias en Cuzco (Perú)</b> .....	284
<i>Javier Muñoz-Rojas Fernández, Sara Fernández Alonso, Pedram Manouchehri, Juan M. Juez, Jorge Toro, Jorge Giganto, Ana Díaz</i>	
<b>Diseño de elementos especiales en el proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas)</b> .....	285
<i>Javier Muñoz-Rojas Fernández, Pedram Manouchehri, José Manuel Domínguez, Borja Martín, Silvia Fuente, Manuel Valero Barat, Santiago Rodríguez Lorente</i>	
<b>Diseño de empotramientos de arcos mediante sistemas de células trabajando a tracción-compresión</b> .....	286
<i>Pablo Loscos Areoso, Juan José Sánchez Ramírez, Carlos Bajo Pavia</i>	
<b>Diseño del puente extradadosado de Urubó</b> .....	286
<i>Francisco Javier Jordán García, Jose Vera Saura, Rafael De Oliveira Cabral</i>	
<b>Diseño y asistencia en construcción del puente atirantado de Honda, en Colombia</b> .....	287
<i>Francisco Javier Jordán García, Nelson Betancour Suárez, Rafael De Oliveira Cabral, Alicia Serrano, Andrés Felipe Jiménez</i>	
<b>Diseño y construcción de puentes por voladizos en Colombia</b> .....	288
<i>Francisco Javier Jordán García, Nelson Betancour Suárez, Rafael De Oliveira Cabral, Alicia Serrano</i>	
<b>Diseño, evaluación y ampliación de estructuras en proyectos de mejora de autopistas con carriles rápidos. I-77 Express</b> .....	288
<i>Manuel A. Correia Santos, Javier Fernández-Dívar Sanchez, Roberto Escalona De La Fuente, Iván Campo Rumoroso, Ángela Martín Ochoa, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez</i>	
<b>Efectos del viento en el proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas)</b> .....	289
<i>Javier Muñoz-Rojas, Miguel Ángel Astiz, Pedram Manouchehri, Sebastián Franchini, Mikel Ogueta</i>	
<b>El diseño de puentes que parecen arcos (sin serlo del todo)</b> .....	290
<i>Héctor Beade Pereda</i>	
<b>Evaluación del puente de Eugenio Ribera sobre el río Perales en Aldea del Fresno</b> .....	290
<i>Pedro Pablo Sánchez Martínez-Falero, Ángel Carriazo Lara, Domingo López Martín</i>	
<b>Fort York Stainless Steel Pedestrian Bridges in Toronto</b> .....	291
<i>Francisco Javier Jordán García, Juan A. Sobrino Almunia, Joan Agustí, Jose Vera Saura, Sergio Carratalá Lamarca</i>	
<b>Harley Street pedestrian bridge. From conceptual design to construction</b> .....	292
<i>Marcos Sánchez Sánchez, Robert Ryan, Pawel Ogonowski, Howard Costelloe</i>	
<b>Ingeniería de construcción de diversos puentes metálicos en América</b> .....	292
<i>Francisco Javier Jordán García, Juan A. Sobrino Almunia, Rafael De Oliveira Cabral, Sergio Carratalá Lamarca</i>	
<b>Interacción suelo-estructura y cálculo sísmico en el proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas)</b> .....	293
<i>Javier Muñoz-Rojas Fernández, Borja Martín, Sara Fernández, Pedram Manouchehri, Jose Manuel Domínguez, Donata Trost</i>	
<b>Modelos simplificados para análisis de puentes con dispositivos antisísmicos</b> .....	293
<i>Pablo Grandío Noche, Jorge Cascales Fernández, Sergio Couto Wörner, Ricardo Rico Rubio</i>	
<b>Neby Bru: una pasarela, tres sostenibilidades (Tynset, Noruega)</b> .....	294
<i>Pablo Tarín Benedito, Neus Planells Ripoll, Gaute Mo, Fernando Ibáñez Climent</i>	
<b>Nueva pasarela en el parque Torrent de la Font en Badalona</b> .....	295
<i>Manuel Reventós Rovira, Jaume Guàrdia Tomàs</i>	
<b>Nuevo puente de Karabel sobre el río Urumea en Hernani</b> .....	296
<i>Javier Muñoz-Rojas Fernández, Sara Fernández Alonso, Miguel Salaverriá, Asier Gárate, Iñigo Gastaminza</i>	
<b>Nuevo puente móvil de desplazamiento vertical en la isla de Pamban en India</b> .....	296
<i>Ginés Ladrón De Guevara Méndez, Alberto Curbelo Díaz, José Luis Sánchez Jiménez, Alvaro Serrano Corral</i>	
<b>Nuevo Puente Pumarejo sobre el río Magdalena en Colombia. Aspectos relevantes del cálculo del nuevo proceso constructivo</b> .....	297
<i>Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo, Fernando Ruano Parra, Jorge Miguel Montero Borja, Iván Toribio Sánchez, Jokin Ugarte González, Alberto Suz Maroto, David Ordín Barrabés</i>	
<b>Nuevo Puente Pumarejo sobre el río Magdalena en Colombia. Estudio de sensibilidad multivariable de análisis del proceso constructivo del tramo atirantado</b> .....	298
<i>Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo, Jokin Ugarte González, Alberto Suz Maroto</i>	
<b>Nuevo puente sobre el río Paraguay en Asunción</b> .....	299
<i>Luis Carrillo Alonso, Jaime Ruiz-Ruano Alvarez, Mariano Martín Cañueto, Manuel Jesús Marín Díaz</i>	
<b>Nuevo viaducto sobre el río Júcar en Cullera: concepción y diseño</b> .....	299
<i>Ricardo Rico Rubio, Sara Valor González, Sergio Couto Wörner, Conchita Lucas Serrano, Luis Sopena Corvinos, Juan Jesús Álvarez Andrés</i>	

<b>Pasarela mixta sobre M-503 en Pozuelo de Alarcón (Madrid)</b> .....	300
<i>Ramón Sánchez De León, Alberto Herrera Gómez, Francisco Sánchez De León</i>	
<b>Pasarela para acceso a centro comercial Marineda (A Coruña)</b> .....	301
<i>Jorge Cascales Fernández, Ricardo Rico Rubio, Sergio Couto Wörner, Pablo Grandío Noche</i>	
<b>Pasarela peatonal en la barriada de Miramar sobre la N-352 y nuevo acceso a la playa (Ceuta).</b>	
<b>Aspectos singulares de diseño y cálculo</b> .....	301
<i>Pedro Sierra García, Alejandro Castillo Linares, Guillermo Montero Poyatos, Francisco Javier Arnaiz Seco</i>	
<b>Pasarela peatonal entre el Paseo de la Marina Española y el Parque Marítimo del Mediterráneo (Ceuta).</b>	
<b>Aspectos singulares de diseño y cálculo</b> .....	302
<i>Pedro Sierra García, Alejandro Castillo Linares, Guillermo Montero Poyatos, Francisco Javier Arnaiz Seco</i>	
<b>Paso superior sobre la autovía Mudéjar en Sabiñánigo</b> .....	303
<i>Juan Luis Bellod Thomas</i>	
<b>Proceso constructivo y medios auxiliares del viaducto sobre el río Virilla en San José, Costa Rica</b> .....	303
<i>Miguel Ortega Cornejo, Jokin Ugarte González, Beatriz Ibáñez Delgado, Piero Facchini, Antonio Carmona Herrero</i>	
<b>Proyecto de puente extradadoso Cabuyaro sobre el río Meta en Colombia</b> .....	304
<i>Josué Galvis Ramos, Jorge D. García Marín, Ángel C. Aparicio Bengoechea, Gonzalo Ramos Schneider</i>	
<b>Proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas)</b> .....	305
<i>Javier Muñoz-Rojas, Jose M. Domínguez, Borja Martín, Miguel A. Astiz, Manuel Valero, Sara Fernández, Pedram Manoucheri, Sílvia Fuente García, Donata Trost, Santiago Rodríguez Lorente, Jorge Delgado, M<sup>a</sup> Pilar Blanco, Javier Ayala, Daniel Muñoz, Laura Granda, Iñaki Díaz De Argote Granda</i>	
<b>Proyecto modificado del viaducto de la A-54 sobre el río Miño en Lugo</b> .....	306
<i>Javier Muñoz-Rojas Fernández, Sara Fernández Alonso, Camilo Míguez, Sergio Sá</i>	
<b>Proyecto y construcción del puente de Maranura sobre el río Vilcanota en Perú</b> .....	306
<i>Javier Muñoz-Rojas Fernández, Sara Fernández Alonso, Manuel Valero Barat, Miguel A. Gil Ginés, Juan M. Juez, Pedram Manoucheri, Jorge Delgado, Donata Trost, Alberto Pérez, Jorge Toro</i>	
<b>Proyecto y montaje del arco del viaducto IE del tren interurbano México DF –Toluca (México)</b> .....	307
<i>Jordi Revoltós Fort, Ignacio Pita Olalla, Juan Miguel Cereceda Boudet, Javier Sánchez-Mateos Enrique, Ignacio Casas Moreno, Diego Rubio Peiroten</i>	
<b>Puente Arroyo Paneque. Puentes atirantados asimétricos de luces medias en entornos urbanos</b> .....	308
<i>Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Marcos J. Pantaleón Prieto, Iván Campo Rumoroso, Pedro Manuel Sierra García, Alejandro Castillo Linares, Manuel Ángel Díaz García</i>	
<b>Puente atirantado Real en Orizaba, Veracruz, México</b> .....	309
<i>Leonardo Fernández Troyano, Lucía Fernández Muñoz, Guillermo Ayuso Calle, Raúl González Aguilar</i>	
<b>Puente atirantado Vali Asr en Shiraz (Irán)</b> .....	309
<i>Miguel Ángel Astiz Suárez, Lucía Blanco Martín, Silvia Criado Catalina</i>	
<b>Puente de Barkarby en Suecia</b> .....	310
<i>Manuel Biedma García, Francisco Javier Martínez López, Mayra Toledo Serrano, Jose Manuel González Parejo</i>	
<b>Puente de Virgen de la Peña (I) Diseño y análisis general</b> .....	311
<i>Óscar Sáiz Sánchez, Domingo Lorenzo Esperante, José Antonio Crespo Martínez</i>	
<b>Puente del Danubio en Bratislava. Análisis del fenómeno de arrastre por cortante y del complejo proceso constructivo de un tablero de 35 m de ancho</b> .....	311
<i>Ramón M<sup>a</sup> Merino Martínez, José Manuel Simón-Talero Muñoz, Javier Domínguez Martínez, David Walías Sánchez, Javier Gamino Palomo, Wojciech Wlodzimirski</i>	
<b>Puente en arco sobre Lago San Roque – Carlos Paz, provincia de Córdoba, Argentina</b> .....	312
<i>Carlos Antonio Larsson, Francisco Nicolas Larsson, Mercedes del Carmen Rizzi de Larsson, Julio Manuel Escobar Gamboa</i>	
<b>Puente extradadoso sobre el río Barrow. Diseño y análisis estructural del proceso constructivo, control geométrico y asistencia técnica durante la construcción</b> .....	312
<i>Miguel Ángel Astiz Suárez, Marcos Sánchez Sánchez, Lucía Blanco Martín, Guillermo Ayuso Calle, Cian Long, Alfonso Ramírez Marchena</i>	
<b>Puente extradadoso sobre el río Barrow: problemas especiales de cálculo</b> .....	313
<i>Miguel Ángel Astiz Suárez, Marcos Sánchez Sánchez</i>	
<b>Puente extradadoso sobre el río Barrow: proyecto</b> .....	313
<i>Miguel Ángel Astiz Suárez, Marcos Sánchez Sánchez, Miguel Ángel Gil Ginés, Lucía Blanco Martín, Guillermo Ayuso Calle, Raúl González Aguilar</i>	
<b>Puente Manchuria – lecciones aprendidas de la construcción del primer puente arco tipo network de Chile</b> .....	314
<i>Frank Schanack, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Roberto Escalona De La Fuente</i>	
<b>Puente sobre el Danubio en Bratislava (autopista D4). Acceso este, construido por fases mediante autocimbra</b> .....	315
<i>José Manuel Simón-Talero Muñoz, Ramón M<sup>a</sup> Merino Martínez, Ángel Carriazo Lara, Javier Domínguez Martínez, David Walías Sánchez, Wojciech Wlodzimirski</i>	
<b>Puente sobre el Danubio en Bratislava (autopista D4). Viaducto principal construido por avance en voladizo</b> .....	316
<i>José Manuel Simón-Talero Muñoz, Ramón M<sup>a</sup> Merino Martínez, Ángel Carriazo Lara, Javier Domínguez Martínez, David Walías Sánchez, Wojciech Wlodzimirski</i>	
<b>Puente sobre el río Chagres (Panamá)</b> .....	317
<i>Jorge Cascales Fernández, Pablo Grandío Noche, Sergio Couto Wörner, Ricardo Rico Rubio, Luis García Vega</i>	
<b>Puente sobre el río Grande</b> .....	317
<i>Francisco Millanes Mato, Pablo Solera Pérez, Pedro Morujão, Daniel Martínez Agromayor, Fu Lei Zhou</i>	

<b>Puente sobre el río Magdalena en Puerto Berrío (Colombia)</b> .....	318
<i>Javier Muñoz-Rojas Fernández, Silvia Fuente García, Santiago Rodríguez Lorente, Jorge Delgado García-Pomareda</i>	
<b>Puente sobre el río Virilla en la RN-147 de Costa Rica</b> .....	319
<i>Jose Romo Martin, Francisco Prieto Aguilera, Lola Capdevila González-Navia, Antonio Carmona Herrero, Piero Facchini, Juan Carlos Rosas</i>	
<b>Puente sobre el río Virilla en la Ruta 32 de Costa Rica</b> .....	320
<i>Hugo Corres Peiretti, José Romo Martin, Francisco Prieto Aguilera, Alberto Martín Galán, Ricardo Bastida Marín, Juan Carlos Rosas</i>	
<b>Puentes de la autopista I-66 en Virginia</b> .....	320
<i>Amaya Hernando Martín, M. Alejandro Nicolás Pazo, Miguel Ángel Higuera Antón, David Nogueira Abal, Antonio J. Madrid Ramos, Óscar Luque Nuñez</i>	
<b>Puentes en carretera Panamericana. Análisis de distintas estrategias sísmicas</b> .....	321
<i>Luis Carrillo Alonso, Angel Carrasco Conejo, Mayra Toledo Serrano, Mariano Martín Cañueto, Jaime Ruiz-Ruano Álvarez, David Pérez Fernández</i>	
<b>Puentes que catalizan el desarrollo urbano</b> .....	322
<i>Héctor Beade Pereda</i>	
<b>Tiller Øst, dos nuevos puentes integrales peatonales en Trondheim</b> .....	322
<i>Sergio Albero Chacón, Alberto Ordinana Gil, Fernando Ibáñez Climent</i>	
<b>Un puente sencillo integral. Intersección Prince Turki-Oroubah, Riad, Arabia Saudita</b> .....	323
<i>Jorge Bernabéu Larena, Javier Gómez Guerra</i>	
<b>Viaducto de Arafat Road, Riad, Arabia Saudí</b> .....	324
<i>Guillermo Ferrer Gutiérrez, Domingo Lorenzo Esperante, José Antonio Crespo Martínez</i>	
<b>Viaducto de Kappara en San Gwann en Malta</b> .....	324
<i>Juan Luis Bellod Thomas, David Sanz Cid</i>	
<b>Viaducto del Sot de l'Ullar (o del torrent de can Bosc)</b> .....	325
<i>Manuel Reventós Rovira, Jaume Guàrdia Tomàs</i>	
<b>Viaducto empujado Al Harrach para el metro de Argel</b> .....	325
<i>Juan Rodado López, Antonio Carnerero Ruiz, María Jesús Rosado García, Paula San Marcos Llamas, Diego Albillos Albillos, Lourdes Gutiérrez Calvo</i>	
<b>Viaducto ferroviario con tablero mixto bijáceno para sustituir un terraplén en obra de emergencia en la línea Bobadilla-Antequera</b> .....	326
<i>Illán Paniagua Serrano, Gonzalo Moreno Bayo, José Luis Martínez Martínez, José Antonio Martín-Caro</i>	
<b>Viaducto mixto en el acceso al Hospital Universitario Central de Asturias</b> .....	327
<i>Javier Pascual Santos, Diego Pajuelo Gallardo, Juan Jesús Álvarez Andrés, Guillermo Lorente Perchín</i>	
<b>Viaducto para ferrocarril de alta velocidad sobre el río Tajo en el embalse de Alcántara</b> .....	327
<i>Antonio Martínez Cutillas, Borja Martín Martínez, Silvia Fuente García, Lucía Blanco Martín, Héctor Faúndez Velasco, Manuel Escamilla García-Galán, Luis Miguel Salazar Martín</i>	
<b>Viaducto sobre el río Aragón-Subordán</b> .....	328
<i>Antonio Martínez Cutillas, Borja Martín Martínez</i>	
<b>Viaducto sobre el río Ibaizábal</b> .....	329
<i>Guillermo Ferrer Gutiérrez, Domingo Lorenzo Esperante, Jose Antonio Crespo Martínez</i>	
<b>Viaducto sobre el río Narcea en la autovía A-63 de Oviedo a La Espina</b> .....	329
<i>Antonio Martínez Cutillas, Juan Antonio. Navarro González-Valerio</i>	
<b>Viaducto sobre el río Serpis en el acceso al puerto de Gandía</b> .....	330
<i>Miguel Ortega Cornejo, Juan Luis Mansilla Domínguez, M<sup>a</sup> Reyes García Orduña, Beatriz Ibáñez Delgado</i>	
<b>Viaductos en la L.A.V. Níjar Almería</b> .....	330
<i>José Luis Sánchez Jiménez, Fernando Cea Soriano, Ignacio Javier Navarro Martínez, María Díaz Blanco</i>	
<b>Viaductos mixtos de la autopista urbana "Siervo de la Nación" en Ciudad de México</b> .....	331
<i>Luis Matute Rubio, Carlos Gordo Monsó, Enrique Bordó Bujalance, Carlos Blanco García, Fu Lei Zhou</i>	
<b>Viaductos y puentes de acceso de Cebu-Cordova Link Expressway (CCLEX)</b> .....	332
<i>Jordi Revoltós Fort, Enrique Sánchez Leiva, Javier Antón Díaz, Juan Ruiz León, Oscar González Rodríguez, Silvia Criado Catalina</i>	
<b>Diseño orientado a la durabilidad y el mantenimiento en puentes de carretera.</b>	
<b>La experiencia del proyecto de puentes en el estado de Virginia (USA)</b> .....	332
<i>José Manuel Martínez García, Andrea Castro Hernández, Arquímedes Bascón Rámirez, Iván Campo Rumoroso, Javier Sánchez Haro, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez</i>	
<b>17. Índice general de ponencias</b> .....	274



**HORMIGÓN  
y ACERO**