

H/A HORMIGÓN y ACERO

Revista cuatrimestral de **ACHE** Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

Junio 2017 | Volumen 68 - Especial Congreso



CONGRESO INTERNACIONAL DE ESTRUCTURAS VII

Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural
del 20 al 22 de Junio de 2017
A Coruña



Event supported by fib



MEGUSA



MEDIO CABECERO DE PILA NUEVO PUENTE DE CHAMPLAIN



MEDIO CABECERO DE PILA NUEVO PUENTE DE CHAMPLAIN



PUENTE DEL ALAMILLO



ATIRANTADO PUENTE DE CADIZ



CUBIERTA PALACIO DE LAS ARTES



PUENTE DE LA BARQUETA

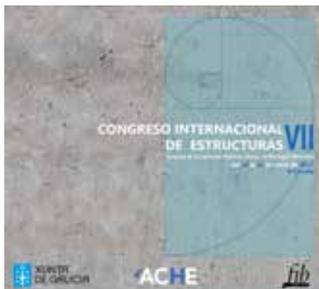


Imagen de la cubierta de María Esperanza Manrique Lara. Cartel ganador del concurso de carteles para el VII Congreso de ACHE

HORMIGÓN y ACERO

Volumen 68, Especial Congreso, Junio 2017

REVISTA CUATRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

CONSEJO EDITORIAL:

Director:

Gonzalo Ruiz López (ETSI CAMINOS, C. y P. - UCLM, Ciudad Real)*

Subdirector:

Julio Sánchez Delgado (FHecor, Madrid)*

Secretario:

Jacinto Ruiz Carmona (MECANISMO INGENIERÍA, Madrid)*

Editor Jefe:

José Manuel Ráez Cano (SCIDOC, Madrid)*

Vocales:

Jorge Aparicio García (INGETURARTE, Madrid)

Gonzalo Arias Hofman (INES INGENIEROS, Madrid)

Ángel Arteaga Iriarte (INSTITUTO EDUARDO TORROJA - CSIC, Madrid)

Héctor Bernardo Gutiérrez (DRAGADOS, Madrid)*

Ángel Castillo Talavera (INSTITUTO EDUARDO 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)

Jesús Gómez Hermoso (FCC CONSTRUCCIÓN, Madrid)

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

Pedro Miguel Sosa (ETSI CAMINOS, C. y P. - UPV, Valencia)

Luis M^a Ortega Basagoiti (RETINEO, Madrid)

Antonia Pacios Álvarez (ETSI INDUSTRIALES - UPM, Madrid)

Alejandro Pérez Caldentey (FHecor, Madrid)

Carlos Pozo Moya (GINFROSA INGENIERÍA, Madrid)

Álvaro Serrano Corral (MC2 ESTUDIO DE INGENIERÍA, Madrid)

Carlos Villagrà Fernández (INSTITUTO EDUARDO TORROJA - CSIC, Madrid)

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO**:

António Adão da Fonseca (UNIVERSIDADE DO PORTO, Portugal)

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

Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid)

M^a Carmen Andrade Perdrix (INSTITUTO E. TORROJA - CSIC, Madrid)

Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

José M^a Arrieta Torrealba (PROES, Madrid)

Miguel Ángel Astiz Suárez (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)

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

Alex Barbat Barbat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

Pilar Crespo Rodríguez (MINISTERIO DE FOMENTO, Madrid)

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

Luis Fernández Luco (UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, Argentina)

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

Jaime Carlos Gálvez Ruiz (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)

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

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

Enrique González Valle (INTEMAC, Madrid)

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

José Antonio Llombart Jaques (EIPSA, Madrid)

Antonio Marí Bernat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

Francisco Millanes Mato (IDEAM, Madrid)

Santiago Pérez-Fadón Martínez (FERROVIAL AGROMÁN, Madrid)

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

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

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

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

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

Juan Sagaseta Albajar (UNIVERSITY OF SURREY, Reino Unido)

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

Carlos Siegrist Fernández (SIEGRIST Y MORENO, Madrid)

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

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

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

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

SERVICIOS DE INFORMACIÓN: Los contenidos de la revista Hormigón y Acero, o parte de ellos, aparecen recogidos en las siguientes bases de datos: ICYT - Dialnet - Sumaris - Urbadoc - Catálogo Latindex - ScienceDirect - Pascal



ETSI CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
Avda. Profesor Aranguren, s/n.
Ciudad Universitaria. 28040 Madrid
Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 - www.e-ache.com

© 2017 ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL (ACHE)

Todos los derechos reservados. El contenido de la presente publicación no puede ser reproducido, ni transmitido por ningún procedimiento electrónico o mecánico, incluyendo fotocopia, grabación magnética, ni registrado por ningún sistema de recuperación de información, en ninguna forma, ni por ningún medio, sin la previa autorización por escrito del titular de los derechos de explotación de la misma.

ELSEVIER España, a los efectos previstos en el artículo 32.1 párrafo segundo del vigente TRLPI, se opone de forma expresa al uso parcial o total de las páginas de HORMIGÓN Y ACERO con el propósito de elaborar resúmenes de prensa con fines comerciales.

Cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública o transformación de esta obra sólo puede ser realizada con la autorización de sus titulares, salvo excepción prevista por la ley. Dirijase a CEDRO (Centro Español de Derechos Reprográficos, www.cedro.org) si necesita fotocopiar o escanear algún fragmento de esta obra.

Ni Elsevier ni la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural tendrán responsabilidad alguna por las lesiones y/o daños sobre personas o bienes que sean el resultado de presuntas declaraciones difamatorias, violaciones de derechos de propiedad intelectual, industrial o privacidad, responsabilidad por producto o negligencia. Tampoco asumirán responsabilidad alguna por la aplicación o utilización de los métodos, productos, instrucciones o ideas descritos en el presente material.

Aunque el material publicitario se ajusta a los estándares éticos, su inclusión en esta publicación no constituye garantía ni refrendo alguno de la calidad o valor de dicho producto, ni de las afirmaciones realizadas por su fabricante.



Avda. Josep Tarradellas, 20-30, 1.º
08029 Barcelona (España)

Zurbano, 76, 4º Izq.
28010 Madrid (España)

ISSN 0439-5689

Publicación cuatrimestral (3 números al año)

www.elsevierciencia.com/hya

Miembro de la Asociación de Prensa Profesional.

Protección de datos: Elsevier España, S.L.U. 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

Elsevier España, S.L.U. Travesera de Gracia, 17-21, 08021 Barcelona (España)

Teléfono: 902888740

Correo electrónico: suscripciones@elsevier.com

Impresa en España

Esta publicación se imprime en papel no ácido.

This publication is printed in acid-free paper

Déposito legal: B-8709-2014

Organización del congreso

Consejo de **ACHE**

Presidente de Honor:	José Antonio Torroja Cavanillas
Presidente:	José Romo Martín
Vicepresidente 1.º:	Luis Peset González
Vicepresidente 2.º:	Jorge Ley Urzáiz
Tesorero:	Antonio Martínez Cutillas
Vocales:	Gonzalo Arias Hofman Florencio del Pozo Vindel David Fernández-Ordóñez H. Jesús Gómez Hermoso José Emilio Herrero Beneitez Eva Oller Ibars José Manuel Simón-Talero Muñoz
Secretaria General:	Conchita Lucas Serrano

Comité de Coordinación

Presidente:	José Romo Martín
Vicepresidente 1.º:	Luis Peset González
Vicepresidente 2.º:	Jorge Ley Urzáiz
Miembros:	Pilar Alaejos Gutiérrez Alejandro Bernabeu Larena Pedro Miguel Sosa Guillermo Muñoz Cabañas Miguel Ortega Cornejo Honorino Ortega Valencia Alejandro Pérez Caldentey Gonzalo Ruiz López Ramón Sánchez Fernández

Comité Organizador

Presidente: Fernando Martínez Abella

Miembros: Juan Jesús Álvarez Andrés

José María Arrieta Torrealba

Juan Carlos Arroyo Portero

Diego Carro López

Antoni Cladera Bohigas

Alfredo del Caño Gochi

Jesús Díaz Minguela

Javier Eiras López

Javier Estévez Cimadevila

Jesús Gómez Hermoso

Belén González Fonteboa

Santiago Hernández Ibáñez

Manuel F. Herrador Barrios

Jorge Ley Urzáiz

Isabel Martínez Lage

Fátima Otero Vieitez

Ignacio Payá Zaforteza

Juan Luis Pérez Ordóñez

Luis Peset González

Óscar Ramón Ramos Gutiérrez

Sindy Seara Paz

José M. Simón-Talero Muñoz

Cristina Vázquez Herrero

Secretaría General: Conchita Lucas Serrano

Secretaría de ACHE y del Congreso

Beatriz Gutiérrez Martínez de la Casa

Comité Científico

Presidente: Antoni Cladera Bohigas

Vocales:

Antonio Aguado de Cea	Joaquim Azevedo Figueiras	Gustavo J. Parra Montesinos
José Antonio Agudelo Zapata	José Manuel Gálligo Estévez	Ignacio Payá Zaforteza
Pilar Alaejos Gutiérrez	Jaime C. Gálvez Ruiz	Alejandro Pérez Caldentey
Juan Jesús Álvarez Andrés	Pedro Garcés Terradillos	Juan Pérez Valcárcel
Maria del Carmen Andrade Perdrix	Luis García Dutari	Luis Peset González
Arturo Antón Casado	Ravindra Gettu	Horacio Pieroni
Ángel Carlos Aparicio Bengoechea	Jesús Gómez Hermoso	Chi-Sun Poon
Gonzalo Arias Hofman	Belén González Fonteboa	Francisca Puertas Maroto
José María Arrieta Torrealba	J. Antonio González Meijide	Santiago Pujol
Juan Carlos Arroyo Portero	Paulo Helene	António Pinho Ramos
Miguel Ángel Astiz Suárez	Santiago Hernández Ibáñez	Óscar Ramón Ramos Gutiérrez
Eduardo Javier Ayala Luna	Enrique Hernández Montes	Antonino Recupero
Jesús M. Bairán García	Manuel Herrador Barrios	Jordi Revoltós Fort
Carlos J. Bajo Pavía	José Emilio Herrero Beneitez	Carlos Ribas González
Joaquim A. O. Barros	Gabriel Horrach Sastre	Fernando Rodríguez García
Héctor Beade Pereda	Salvador Ivorra Chorro	Jesús Rodríguez Santiago
Antoni Blázquez Boya	Juan Carlos Lancha Fernández	Gonzalo Ruiz López
José Luis Bonet Senach	Javier León González	Ana Ruiz Terán
Luis M. Bozzo	Jorge Ley Urzáiz	Juan Sagasetta Albajar
Jorge Cascales Fernández	José Antonio Llombart Jaques	Ramón Sánchez Fernández
Ángel Castillo Talavera	José Luis Manzanares Japón	José Serna García-Conde
Jesús José Corbal Álvarez	Antonio Marí Bernat	Pedro Serna Ros
Valeria Corinaldesi	Fernando Martínez Abella	José Manuel Simón-Talero Muñoz
Hugo Corres Peiretti	Antonio Martínez Cutillas	Peter Tanner
Carles Cots	Pedro Miguel Sosa	Romildo D. Toledo Filho
Sergio Couto Wörner	Francisco Millanes Mato	Lluís Torres Llinas
Pilar Crespo Rodríguez	Enrique Mirambell Arrizabalaga	José Turmo Coderque
Paulo Jorge Sousa Cruz	Guillermo Muñoz Cabañas	Matías Valenzuela Saavedra
Jorge de Brito	Luis Orlando Muñoz	Luis Vega Catalán
Francisco J. de Caso y Basalo	Juan Murcia Delso	Luis Miguel Viartola Laborda
Florencio Jesús del Pozo Vindel	Sandra Nunes	Miguel Ángel Vicente Cabrera
Sebastián Dieste	Eva Oller Ibars	Jianzhuang Xiao
Francisco Javier Estévez Cimadevila	Luis M. ^a Ortega Basagoiti	Víctor Yepes Piqueras
Rui Faria	Miguel Ortega Cornejo	Carlos Zanuy Sánchez
David Fernández Ordóñez	Dolores Otero Chans	Raúl Zerbino
Miguel Fernández Ruiz	Fátima Otero Vieitez	

Prólogo

El VI Congreso celebrado en Madrid fue un éxito pese a la incertidumbre que, por contagio de la anemia nacional que padecía la ingeniería estructural, se dio cita durante su organización. Y aun necesitados de hierro se decidió que el VII Congreso recuperase la tradición peregrina, probados como quedaron la fidelidad y el interés por las estructuras de los miembros y amigos de ACHE.

Si de peregrinar se trata, Galicia exhibe galones de elevado rango. A Coruña es un destacado hito del camino inglés, cuenta con una universidad joven que incluye entre sus grados y másteres los más relevantes relacionados con las estructuras y los materiales, y durante los últimos años, al igual que el resto de la comunidad autónoma, ha visto el desarrollo de importantes infraestructuras en las que muchos miembros de ACHE han jugado un papel fundamental.

El VII Congreso Internacional de Estructuras hace honor, como ocurrió con el anterior, a su denominación. El *foreland* de la ingeniería estructural española se extiende a los cinco continentes y no de modo anecdótico, sino asumiendo un destacado protagonismo tanto en proyectos y obras de gran envergadura como en asociaciones y comités normativos internacionales. La difusión de la práctica y el conocimiento arraiga también en campos antaño yermos como el energético, el médico o el aeroespacial, y de tal madurez ha querido ser un reflejo el Congreso, cuyo primer anuncio desplegó una gran variedad de temas alcanzados.

La internacionalización de ACHE se planteó como reto hace ya unos años, consciente la asociación de que los fines perseguidos en sus estatutos hoy solo son posibles mirando más allá de nuestras fronteras. A tan ambicioso objetivo intenta también contribuir el VII Congreso Internacional de Estructuras. El Comité Científico designado cuenta con profesionales e investigadores de numerosos países, y a su delicada labor de revisión se ha sumado la de hacerse embajadores del Congreso, por lo que cuentan con nuestra amistad y gratitud. Se han recibido alrededor de 550 resúmenes, de los que al final se han aceptado 434 ponencias con autores de más de 20 países, y confiamos en que muchos de ellos nos acompañen durante los días del Congreso.

El interés transfronterizo va mucho más allá de conseguir nuevos miembros o de tener una voz respetada en la elaboración de normas o incluso de generar oportunidades de actividad profesional o científica en cualquier parte del mundo. Radica realmente en creer que la ingeniería estructural, como la ingeniería en general, son motores necesarios del progreso humano. En 2010 la UNESCO sacó a la luz un informe sobre la ingeniería en el que participaron la Federación Mundial de Organizaciones sobre Ingeniería (WFEO), la Federación Internacional de Ingenieros Consultores (FIDIC) y el Consejo Internacional de Academias de Ingeniería y Ciencias Tecnológicas (CAETS). "Ingeniería: cuestiones, retos y oportunidades para el desarrollo" planteó una perspectiva amplia sobre la evolución de la ingeniería y su papel en el desarrollo mundial. Los datos que aportaba son contundentes y aún siguen vigentes: 2.600 millones de personas en el mundo carecen de agua potable; 2.300 millones, de infraestructuras sanitarias; 1.600

millones, de electricidad, y 1.000 millones viven en chabolas. Cerca de 1.500 millones de personas, en consecuencia, tienen una esperanza de vida que apenas llega a 50 años, por lo que la ingeniería en general (y la ingeniería estructural en particular) deben ser y serán potenciadas con toda seguridad, ya que protagonizarán la próxima sexta onda de desarrollo tecnológico. Los jóvenes de ACHE serán, entre otros muchos, sus actores.

La labor de ACHE persigue, en su más pura esencia, impulsar la ingeniería estructural a través de una asociación sin ánimo de lucro y declarada de utilidad pública. ACHE está llamada a convertirse en la plataforma española de la ingeniería estructural, donde ingenieros, arquitectos, químicos, etc. se unan para hacer nuestras estructuras mejores, más durables, más baratas, más útiles y más respetuosas con el medio natural. Ahí radica su afán diseminador que encuentra en Europa y América, probablemente, sus foros de expansión más cercanos. Sus principales herramientas son su revista *Hormigón y Acero*, en permanente renovación, sus grupos de trabajo que tanto han contribuido a cimentar el conocimiento y la normativa, su página web con un número creciente de visitas y, por supuesto, sus Congresos Internacionales de Estructuras, que en esta edición alcanzan su mayoría de edad al haberse cumplido 18 años desde el ilusionante primer congreso de Sevilla en 1999.

En este número extraordinario de *Hormigón y Acero* se encuentran todos los resúmenes de las ponencias que se presentarán durante los 3 días del congreso en A Coruña. En la versión digital disponible en Internet se podrá, además, enlazar rápidamente con el texto de la ponencia completa. 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. Las ponencias aceptadas se han agrupado temáticamente, siguiendo las indicaciones de sus autores, lo que ha resultado en 159 ponencias relacionadas con la realización de puentes y pasarelas, 62 con estructuras de edificación y 26 vinculadas a otros campos de la ingeniería civil. Se incluyen asimismo 23 ponencias sobre gestión de estructuras y 18 relacionadas con la innovación y transferencia de tecnología. Destacan, por último, las 146 ponencias elaboradas a partir de trabajos de investigación. Son más de 120 las contribuciones que recogen proyectos u obras emplazados fuera de España, entre las cuales destacan por su número y singularidad las que protagonizan el Queensferry Crossing y el proyecto ITER.

Cada uno de los Congresos celebrados se ha caracterizado por introducir novedades en su formato. El éxito del llamamiento realizado obliga en esta ocasión a emplear hasta 5 salas en paralelo para presentar las comunicaciones. A fin de que cada congresista disponga de la mayor libertad posible a la hora de seleccionar las comunicaciones de su interés, el Comité Científico ha decidido mantener un estricto sistema que garantice el arranque simultáneo de las presentaciones en casi todas las salas. Otra novedad la protagonizará la sesión de

Pecha Kuchas, en la que 4 ponentes plantearán, de modo abierto y ameno, distintos puntos de vista relativos a la ingeniería estructural y la sostenibilidad.

Editar este volumen ha requerido del esfuerzo callado y ejemplar de muchas de las personas que organizan el VII Congreso de ACHE, y hubiese sido imposible sin el trabajo, el rigor y la complicidad de los autores. En su papel de ponentes protagonizarán, junto al resto de congresistas, el magnífico Congreso que todos esperamos. A sus anfitriones, la Escola Técnica Superior de Enxeñeiros de Camiños, Canais e Portos, la Universidade da Coruña y el Concello de A Coruña, les guardamos eterna gratitud, así como al conjunto de empresas e insti-

tuciones cuya colaboración ha resultado tan sobresaliente como generosa. Entre ellas destacamos el singular apoyo recibido de la Consellería de Infraestruturas e Vivenda de la Xunta de Galicia, soporte esencial para que estas páginas, tangibles o digitales, sean desde hoy la crónica del VII Congreso de ACHE, el Congreso Internacional de Estructuras.

Fernando Martínez Abella

Presidente del Comité Organizador

Antoni Cladera Bohigas

Presidente del Comité Científico

Volumen 68, Especial Congreso, Junio 2017

SUMARIO

VII Congreso Internacional de Estructuras

Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE)

A Coruña, 20-22 de junio de 2017

S1. Puentes y pasarelas	1
S2. Edificación	123
S3. Otros proyectos y realizaciones	167
S4. Gestión de estructuras	188
S5. Innovación y transferencia de tecnología	207
S6. Investigación y desarrollo	220

VII CONGRESO INTERNACIONAL DE ESTRUCTURAS

Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE)

A Coruña, 20-22 de junio de 2017

S1. PUENTES Y PASARELAS

31. PASARELA EMPUJADA EN LOS ACANTILADOS DE “EL TRANQUERU” (ASTURIAS)

LAUNCHED FOOTBRIDGE IN “EL TRANQUERU” CLIFFS (ASTURIAS)

José Ramón González de Cangas. SILGA, S.L. Ingeniero estructural (Structural Engineer). Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. j.r.g.de_cangas@silga.es

Domingo Lorenzo Esperante. SILGA, S.L. Ingeniero estructural (Structural Engineer). Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. d.lorenzo@silga.es

José Antonio Crespo Martínez. SILGA, S.L. Ingeniero estructural (Structural Engineer). Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, M.Sc. j.a.crespo@silga.es

José Ramón González Calvo. SILGA, S.L. Ingeniero estructural (Structural Engineer). Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, M.Sc. jr.gonzalez@silga.es

Óscar Saiz Sánchez. SILGA, S.L. Ingeniero estructural (Structural Engineer). Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, M.Sc. o.saiz@silga.es

Pasarelas, puentes, estructuras empujadas, celosías, estructuras metálicas.

Footbridges, bridges, launched structures, trusses, steel structures.

INTRODUCCIÓN

La denominada “Senda costera de El Tranqueru” es una vía verde, de aproximadamente 1,5 km de longitud que, bordeando la línea de costa, discurre entre las localidades asturianas de Perlora y Xivares.

Dicha senda reposa sobre la antigua plataforma del ferrocarril de Carreño, utilizado en su tiempo para el transporte de mineral de hierro entre las localidades de Candás y Aboño.

Aparte de su carácter peatonal, actualmente la senda también sirve de base para el trazado de una conducción de gas y de la tubería que transporta las aguas residuales del municipio de Carreño a la depuradora Oeste de Gijón.

En el año 2013 un deslizamiento de la ladera destruyó el muro que soportaba la plataforma en los acantilados de “El Tranqueru” (fig. 1), cortando, en aproximadamente 50 metros, tanto el acceso a los senderistas como las conducciones antes mencionadas.

A fin de reponer los servicios interrumpidos, la Consejería de Fomento del Principado de Asturias se planteó la construcción de una pasarela que salvase la brecha creada por el deslizamiento de la ladera y el derrumbe del muro, apoyándose en las crestas de los acantilados existentes a uno y otro lado de aquélla.

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Las especiales características del emplazamiento, la gran dificultad de acceso y la limitadísima disponibilidad de plataformas de trabajo, impedían el desplazamiento a la zona de equipos incluso medianos, y aun así, sólo desde el lado oeste, condicionando extraordinariamente las posibles soluciones al problema.

Tras analizar y valorar todas las posibilidades razonablemente existentes, se consideró que la solución más adecuada era la de una estructura en celosía, de planta curva, construida mediante empuje desde el lado Perlora.

La pasarela, que tiene un ancho de 2,50 m y una luz de 45 m, precisó para su empuje de una estructura auxiliar de lanzamiento, diseñada igualmente en celosía (fig. 1), de 16 metros de longitud, que era el



Figura 1. Acantilados de El Tranqueru. Proceso de empuje de la pasarela



Figura 2. Pasarela en servicio

valor máximo permitido por las limitaciones de la plataforma de trabajo disponible. El adecuado equilibrio requerido durante el proceso de empuje se garantizó mediante contrapesos, por un total de 86 toneladas, dispuestos en el extremo de esta estructura auxiliar.

El aspecto final de la pasarela, tras su puesta en servicio en el año 2015, se muestra en la figura 2.

40. NUEVO PUENTE CHAMPLAIN, MONTREAL, CANADÁ. INSTALACIÓN DE ZAPATAS DE PILAS EN EL RÍO

NEW CHAMPLAIN BRIDGE, MONTREAL - CANADA. INSTALLATION OF PIER FOOTINGS IN THE RIVER

José María Martínez Gutiérrez. SARENS. Technical Solutions Spain Sales Manager. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. josemaria.martinez@sarens.com

Barcazas, pórtico, deslizamiento, giro, unidades de izado.

Barges, gantry, skidding, turning, strand jacks.

RESUMEN DE LA OBRA

Sarens está instalando las zapatas de las pilas del Nuevo Puente Champlain sobre el río San Lorenzo en Montreal para SSLC (Signature sur le Saint-Laurent).

El cruce del río San Lorenzo (puente Champlain) es parte del crucial enlace entre Canadá y los Estados Unidos para el transporte de mercancías así como para los desplazamientos diarios de los residentes del área metropolitana.

El puente consta de 74 zapatas, 38 de las cuales se prefabrican en un pantalán, mientras que las 36 restantes se hacen in situ hormigonando directamente en el fondo del río. Cada zapata tiene unas dimensiones de $11 \times 12 \times 2 \text{ m}^3$ (o de $11 \times 9 \times 2 \text{ m}^3$) e incluye un arranque de pila, llegando a una altura total de hasta 14 m. Los pesos totales de estas zapatas varían desde las 600 hasta las 1.000 toneladas.

SOLUCIÓN DE SARENS

Al no haber embarcaciones canadienses capaces de cumplir con las limitaciones de esta obra, Sarens ofertó una solución única sumi-



Pruebas de navegación y funcionales del FFI (Floating Foundations Installer) descargado

nistrando un equipo diseñado a medida para estos montajes, el Instalador Flotante de Fundaciones (FFI, del inglés Floating Foundations Installer). El FFI es un catamarán autopropulsado diseñado ex profeso con un pórtico que puede izar, desplazar e instalar las zapatas por sus propios medios. El FFI es capaz de operar con fuertes corrientes e izar y trasladar piezas de hasta 1.000 toneladas. El equipo de izado incluye una mesa de giro que permite rotar las zapatas hasta 180° y además sistemas de deslizamiento en las dos direcciones. Esta disposición de equipos permite movimientos en cualquier dirección del espacio para posicionar las zapatas con la precisión necesaria.

Además, el FFI consta de los siguientes equipos de Sarens:

- Barcazas modulares (Sarens Modular Barges, SMB).
- Torres metálicas de izado (Sarens Multi Lifting Towers, SMLT).
- Pórtico, bogies, sistemas de deslizamiento y unidades hidráulicas de izado.

Como resultado de una segura y excelente planificación así como de una escrupulosa ejecución, esta parte de la obra se realizó exitosamente. Otros factores que contribuyeron a este éxito fueron un fuerte énfasis en seguridad y la gran experiencia del equipo de profesionales de Sarens.



FFI (Floating Foundations Installer) navegando con una zapata colgada para instalarla en su posición

47. PUENTES MIXTOS CONTINUOS DE FERROCARRIL EN ZONA SÍSMICA EN EL NORTE DE ARGELIA

CONTINUOUS RAILWAY COMPOSITE BRIDGES IN SEISMIC ZONE IN THE NORTH OF ALGERIA

Diego Cobo del Arco. Tec-Cuatro. Jefe de proyectos. Socio.
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. dcobo@tec-4.es
Ingrid Raventós Dudous. Tec-Cuatro. Jefa de proyectos. Socia.
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. iraventos@tec-4.es

Puentes mixtos, ferrocarril, vía-estructura, aislamiento sísmico.

Composite bridge, railway, rail-structure interaction, seismic isolation.

Muchas administraciones ferroviarias prefieren construir puentes formados por una sucesión de vanos isostáticos frente a puentes continuos porque, si se proyectan adecuadamente (estricto cumplimiento de los criterios de interacción vía-estructura), se pueden evitar juntas de dilatación en la vía. En algunos casos, si las longitudes dilatables son inferiores a 450 m y el tablero es longitudinalmente suficientemente rígido, estas administraciones aceptan esquemas continuos, utilizando juntas de dilatación de vía de recorrido pequeño (± 150 mm) en el extremo móvil. Sin embargo, en zonas con acción sísmica importante, este esquema estructural genera enormes fuerzas horizontales longitudinales en el punto fijo. Por ejemplo, para un viaducto ferroviario típico de longitud 150 m, con masa del tablero entre 30-40 t/m y con un valor de 0,40 g para la aceleración pico horizontal de suelo, la fuerza horizontal longitudinal en el estribo llega a valores de entre 45.000 y 60.000 KN. Lo que pone en entredicho la viabilidad económica de construir viaductos continuos de ferrocarril en zona sísmica.

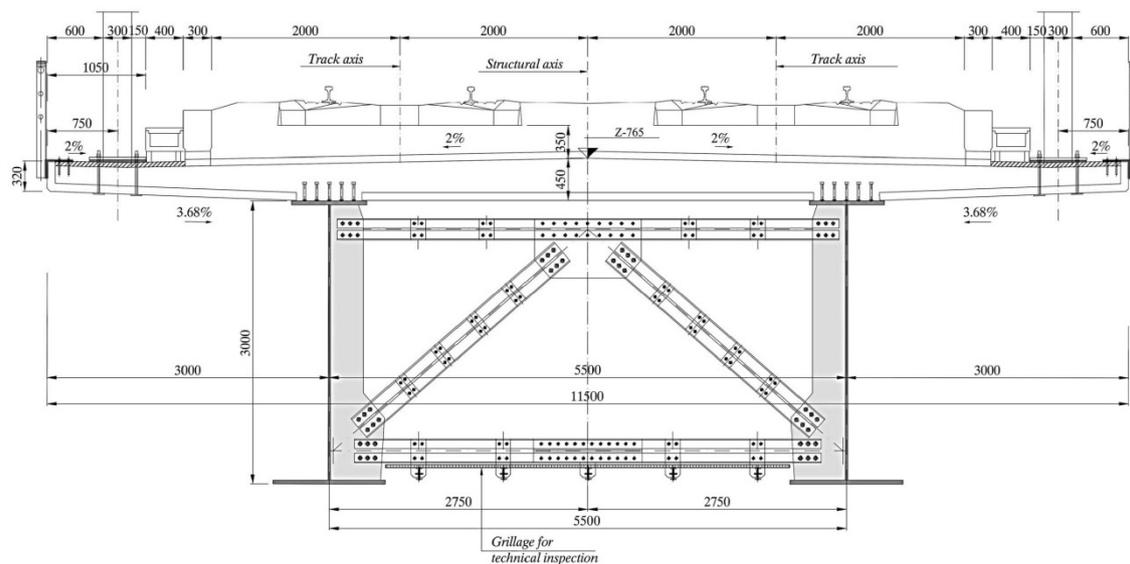
En la ponencia se presenta el proyecto de 3 puentes continuos construidos recientemente en Argelia para la línea de ferrocarril Thenia-Tizi Ouzu. Las longitudes de los viaductos son de 156, 288 y 610 m respectivamente, con vanos tipo de 44 m y con alturas de pila de hasta 22 m. Como compromiso entre masa y coste, los viaductos se proyectaron con tablero mixto formado por 2 vigas longitudinales de 3.000 mm de canto con una losa de hormigón de 320 mm



Viaducto de 156m de longitud

de espesor medio y 11,50 m de ancho, hormigonada sobre pre-lasas prefabricadas de 90 mm de espesor. Para reducir los efectos de la distorsión se dispusieron diafragmas transversales cada 4.750 mm complementados con una celosía inferior de cierre del circuito de torsión. Inferiormente se dispone un "tramex" para habilitar la futura inspección.

Para reducir la transmisión de fuerzas horizontales longitudinales a los estribos, los puentes cortos se fijaron longitudinalmente a uno de los estribos mediante elementos metálicos elasto-plásticos formados por una combinación de piezas con forma de C. El viaducto de 610 m tiene un vano flotante isostático de 40m que divide el tablero en 2 partes (402 + 40 + 168) fijas a cada uno de los estribos también mediante elementos elasto-plásticos. Para aumentar la rigidez horizontal y cumplir con los criterios de vía-estructura para evitar junta de dilatación en la vía, los elementos elasto-plásticos se complementaron con fusibles (que rompen a una fuerza especificada). Transversalmente, la transmisión de fuerzas horizontales a las pilas también está limitada mediante el uso de elementos elasto-plásticos.



Sección transversal tipo

53. ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN ACERO CORTEN EN ACTUACIONES URBANAS EN A CORUÑA

STRUCTURES IN CORTEN STEEL IN URBAN PROJECTS IN A CORUÑA

Félix Suárez Riestra. UDC. Professor. Doctor Arquitecto. felix.suarez@udc.es

Javier Estévez Cimadevila. UDC. Full Professor. Doctor Arquitecto. javier@udc.es

Emilio Martín Gutiérrez. UDC. Professor. Doctor Arquitecto. emilio.martin@udc.es

Singular, pasarela, Corten, dinámica, agresividad.

Singular, walkway, Corten, dynamic, aggressiveness.

El proyecto de peatonalización del entorno de la Marina (A Coruña) busca la recuperación para el libre uso de un entorno cuyo significado esencial se enmarca en la singular relación con el mar. Los condicionantes de un entorno histórico, caracterizado por un lenguaje visual de formas clásicas, exigen el empleo de un lenguaje propio y diferenciado para aquellas nuevas actuaciones que eviten la mimesis con lo precedente. Estas consideraciones determinan que toda actuación en este ámbito debe mostrar el valor icónico de una pieza singular y el carácter efímero de una obra escultórica, claramente diferenciada del paisaje urbano existente por la plástica de su lenguaje formal y material.

Se presenta la solución de una pasarela peatonal en el entorno de la Marina, constituida por un tramo aéreo y otro tramo parcialmente sumergido. El proyecto se fundamenta en una solución a base de formas dinámicas que se adaptan a la naturalidad de un paisaje creado por la cambiante acción del mar, generando diferentes perspectivas visuales del paisaje construido de la Marina.

En el artículo se presenta la completa definición de la solución estructural, que básicamente desarrolla un tipo "espinas de pez" en el que un eje longitudinal vincula la serie de costillas transversales que se adaptan a la geometría variable. La estructura está resuelta en su totalidad con acero Corten, lo que dada la agresividad del medio ha supuesto también una interesante línea de trabajo en la búsqueda de sistemas y soluciones formales y materiales compatibles con una adecuada durabilidad y mantenimiento.

El otro elemento que se detalla en la ponencia corresponde a una solución singular de muro de contención que permite resolver la diferencia de cotas en el entorno de la Puerta de San Miguel. De nuevo en este caso, se ha mantenido el mismo lenguaje con elementos de chapa en acero Corten que mediante plegaduras resuelven no sólo el problema estructural sino que actúan como una propuesta que conforma y singulariza el espacio.



Pasarela aérea y sumergida en La Marina (A Coruña)



Muro límite de actuación en la Puerta de San Miguel (A Coruña)

55. CONSTRUCCIÓN DEL VANO DE 150 M DEL PUENTE NELSON MANDELA SOBRE EL RÍO LLOBREGAT

CONSTRUCTION OF NELSON MANDELA BRIDGE 150 M SPAN OVER LLOBREGAT RIVER

Manuel Reventós Rovira. Enginyeria Reventós, SL. Presidente. Ingeniero de Caminos. mreventos@ereventos.com

Jaume Guàrdia Tomàs. Enginyeria Reventós, SL. Jefe de proyectos.

Ingeniero de Caminos. jguardia@ereventos.com

Juan Carlos Rosa García. Enginyeria Reventós, SL. Jefe de proyectos.

Ingeniero de Caminos. jcrosa@ereventos.com

Puente singular, instrumentación, estructura evolutiva, arco, pórtico.

Iconic bridge, monitoring, evolving structure, arch, rigid-frame.

El último puente del Río Llobregat finalizó su construcción en el 2015, convirtiéndose en el puente con el mayor arco de Cataluña con 150 m de luz. Aparte del reto técnico que supone su proyecto y ejecución, el puente es una pieza icónica que es visible desde el avión al aterrizar en el Aeropuerto del Prat y constituye una puerta de entrada a Barcelona.

La construcción ha durado 6 años, en la edición anterior del congreso de ACHE ya presentamos dos artículos: 'Construcción e instrumentación del Puente de la Gola del Llobregat' y 'Racionalizando el Puente de la Gola del Llobregat. Un análisis crítico'. La intención de éste artículo es complementar las anteriores publicaciones con la finalización de la obra y las conclusiones globales del proyecto.

En el último año de construcción se han realizado las fases constructivas más importantes y complicadas:

- Cimbrado y hormigonado del arco. Fue necesario planificar el proceso de hormigonado hora a hora y realizar pruebas previas para controlar el empuje hidrostático del hormigón.



Cimbra del arco y pilas provisionales en el puente Nelson Mandela sobre el Río Llobregat (2014)



Nuevo puente Nelson Mandela sobre el Río Llobregat (2015)

- Transmisión del peso del tablero al arco mediante una secuencia de tesado de los tirantes.
- Desapeo del tablero en el vano de 150 m. El tramo sobre el río se construyó apeado en 3 pilas provisionales, después de la puesta en carga del arco parte del peso aún descansa en los apeos. Hay que realizar el descenso del tablero de forma controlada mediante gatos hidráulicos. Para ejecutar con garantías estas fases se ha instrumentado el tablero y el arco para conocer las tensiones internas en el hormigón. Mediante éste seguimiento y con el control de las fuerzas de tesado en los tirantes se ha podido planificar un proceso de tesado optimizado con el mínimo de fases. Todas las fases se han monitorizado a tiempo real y se han verificado con el modelo de cálculo del puente.

Otros aspectos destacados a analizar fueron el plan de mantenimiento y la prueba de carga antes de la puesta en servicio.

56. DISEÑO DE PASARELAS LOW COST

DESIGNING LOW COST FOOTBRIDGES

Manuel Reventós Rovira. *Enginyeria Reventós, SL. Presidente. Ingeniero de Caminos. mreventos@ereventos.com*

Jaume Guàrdia Tomàs. *Enginyeria Reventós, SL. Jefe de proyectos. Ingeniero de Caminos. jguardia@ereventos.com*

David Berdiel Acer. *Enginyeria Reventós, SL. Jefe de proyectos. Ingeniero de Obras Públicas. dberdiel@ereventos.com*

Pasarelas, integración urbana, estructura prefabricada, estructura metálica, construcción económica.

Footbridge, urban landscape, precast structure, steel structure, low budget construction.

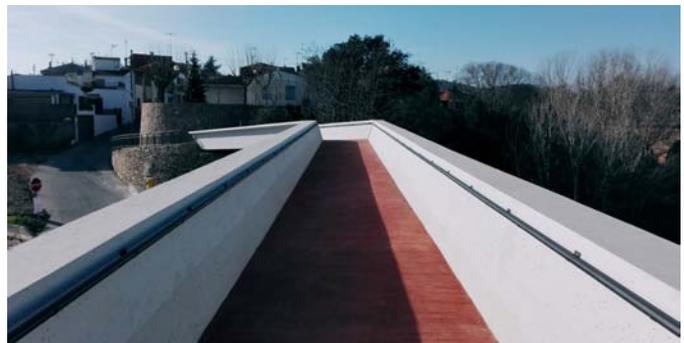
Los tiempos en que había carta libre en el diseño de pasarelas han pasado a la historia, como mínimo en España. Ahora las administraciones deben gestionar un presupuesto ajustado y los modificados que incrementan el coste se están suprimiendo, al contrario, se promueven modificaciones para reducir su coste final. Además, la espiral en el aumento de las bajas desmesuradas en las licitaciones de obras no contribuye a la racionalización de los proyectos.

En este contexto, se analizan tres casos recientes de pasarelas donde el principal criterio por parte del promotor ha sido control del limitado presupuesto:

- Pasarelas provisionales sobre las obras de ADIF en Sant Andreu (Provincia de Barcelona).
- Nueva pasarela en Santa Maria de Palautordera (Provincia de Barcelona).



Pasarelas provisionales sobre las obras de ADIF, Barcelona (2015). Foto: *barcelonasagrera.com*



Nueva pasarela en Santa Maria de Palautordera (2015)

- Alternativa a la nueva pasarela en Vilatenim (Provincia de Girona). Esto no significa que nos hayamos resignado a soluciones estándar y de poca calidad arquitectónica. El uso de elementos prefabricados es una estrategia habitual para reducir coste, aunque no debe implicar una reducción en la calidad del resultado final.

Por otro lado, el estudio del emplazamiento para reducir recorridos y obra construida, y la optimización de los procesos constructivos son estrategias que han permitido la reducción del coste final de la obra sin reducir la calidad o la funcionalidad.

En los tres casos que se presentan se han utilizado diferentes estrategias, se realiza una comparativa económica en relación a las superficies construidas para tener valores de referencia.

58. CIERRES EN EL TABLERO ATIRANTADO DEL PUENTE DE LA CONSTITUCIÓN DE 1812 SOBRE LA BAHÍA DE CÁDIZ

DECK CLOSURES AT CABLE-STAYED SECTION OF "CONSTITUCIÓN DE 1812" BRIDGE OVER THE CADIZ BAY

Conchita Lucas Serrano. *DRAGADOS SA. Dirección Técnica. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. clucass@dragados.com*

Luis Peset González. *DRAGADOS SA. Dirección Técnica. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. lpesetg@dragados.com*

Tablero atirantado, cierre, bloqueo, bahía de Cádiz, Constitución de 1812.

Cable-stayed deck, closure, locking mechanism, Cadiz Bay.

La construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 se ejecutó mediante el método de voladizos sucesivos. Sin em-



Llegada a la pila de retenida

bargo, cuando el tablero alcanzó las primeras pilas, así como en el momento de dar continuidad a diferentes tramos, fue preciso realizar varias maniobras singulares, que son las que aquí se describen.

El apoyo en las pilas de retenida significó el fin de la etapa en la que el desequilibrio del mástil condicionaba el proceso constructivo. La maniobra consistió en llegar con el tablero en voladizo hasta la pila, donde estaba esperando una dovela corta, de 5,4 m de longitud, a la que se empotraba con la ayuda de una estructura metálica auxiliar. Con todos los movimientos relativos impedidos, se procedía a soldar la unión.

El cierre del vano central consistió en bloquear los extremos de los dos tramos a unir para que no se produjeran movimientos relativos entre ellos, y colocar la dovela de cierre que diera continuidad a los dos voladizos contruidos de forma independiente. Sin embargo, para permitir los grandes movimientos térmicos que se presentarían durante la operación, la maniobra se complementó con el desplazamiento longitudinal de uno de los semitablero, previo al cierre, que permitió aumentar la separación entre los dos voladizos y soldar la dovela de cierre a uno de ellos antes del bloqueo.

La denominada dovela extrema estaba constituida por los últimos 50 m del tramo atirantado antes de entrar en el puente desmontable, y presentaba la singularidad de estar exenta de atirantamiento. Con un peso superior a las 10.000 kN, su instalación consistió en izar el tramo completo desde sus dos extremos: del lado de la pila 10 con los elementos que habían servido para colocar el tramo desmontable, y en el extremo opuesto con el carro de izado de dovelas.



Colocación de la dovela extrema

La conexión del tramo atirantado con el viaducto de acceso desde Puerto Real se producía sin solución de continuidad. Es decir, sin junta de dilatación, por lo que debía dar continuidad estructural a los dos puentes, conectando la sección mixta del tramo atirantado con el cajón de hormigón pretensado del viaducto de acceso. Para materializar la unión se diseñó una dovela de transición de 10 m de longitud y ancho completo, que quedaba embebida en el tablero de hormigón, y se soldaba posteriormente a la sección mixta del tramo atirantado.

66. PASARELA ATIRANTADA EN LA BAHÍA DE ARGEL

CABLE-STAYED PEDESTRIAN BRIDGE AT ALGIERS BAY

Diego Cobo del Arco. Tec-Cuatro. Jefe de proyectos. Socio. Dr Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. dcobo@tec-4.es
 Ingrid Raventós Dudous. Tec-Cuatro. Jefa de proyectos. Socia. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. iraventos@tec-4.es
 Steffen Mohr. Tec-Cuatro. Ingeniero de proyectos. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. smohr@tec-4.es

Pasarela atirantada, sismo, acero.

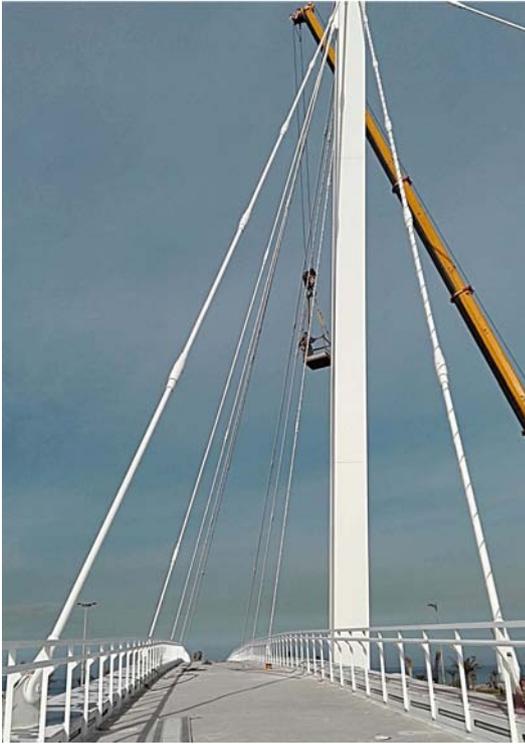
Pedestrian cable-stayed bridge, seisme, steel.

Una pasarela atirantada ha sido construida recientemente en Argel, para dar acceso al paseo y a la playa de Les Sablettes por encima de la autopista Este. Su emplazamiento estratégico, sobre una de las vías de puerta de entrada a Argel, se utiliza para dotar a la pasarela de un carácter singular, con una identidad moderna, símbolo del desarrollo de la ciudad, convirtiéndose también en un referente visual.

La pasarela tiene 4 m de sección útil, estando formada por 2 vigas metálicas longitudinales tipo cajón de 1.000 mm de canto. Entre ellas se atornillan vigas IPE270 cada 2.500 mm sobre las que apoya una losa de hormigón de 150mm de espesor sobre chapa grecada. En la parte central, el tablero apoya sobre 3 conjuntos de pilas en V formadas por 4 tubos 368 x 30. El vano central sobre la autopista, de 87,50 m, está atirantado mediante barras tipo "Pfeifer" de 70 mm de diámetro, desde una pila excéntrica inclinada (1/15) de 36,50 m de altura, formada por una sección cajón de 1.000 x 900 con chapas de 30 mm. Las rampas de la pasarela (limitadas al 4%) se disponen en continuidad con el tramo recto, materializándose en uno de los lados mediante un bucle helicoidal apoyado también sobre pilas en V (formadas por 4 tu-



Vista con la rampa y pila



Vista de pílona

bos circulares 300×16) cuyas bases recogen formalmente los tirantes de retención de la pílona (barras de 90 mm de diámetro).

La pasarela se sitúa en zona de importante actividad sísmica (0,30 g aceleración base). Las dimensiones y disposición de pilas están muy condicionadas por la necesidad de controlar los desplazamientos horizontales ante el sismo para no generar esfuerzos inadmisibles en los tirantes.

Las frecuencias de los primeros modos de vibración son bajas, alrededor de 1,30 Hz para el primer modo transversal y alrededor de 1,55 Hz para el primer modo vertical. Se realizó un análisis de vibraciones completo de acuerdo con la metodología del SETRA/AFG.

67. EL NUEVO VIADUCTO DE BIZERTA

THE NEW BRIDGE AT BIZERTE

Diego Cobo del Arco. Tec-Cuatro. Jefe de proyectos. Socio. Dr Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. dcobo@tec-4.es

Ingrid Raventós Dudous. Tec-Cuatro. Jefa de proyectos. Socia. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. iraventos@tec-4.es

Steffen Mohr. Tec-Cuatro. Ingeniero de proyectos. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. smohr@tec-4.es

Fernando Casanovas Baró. Tec-Cuatro. Administrador. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. atecnica@tec-4.es

Celosía mixta, voladizos sucesivos, aislamiento sísmico, viaducto gran luz.

Composite truss, balanced cantilever, seismic isolation, long span viaduct.

El viaducto de Bizerta, ciudad situada 60 km al norte de la capital de Túnez, forma parte del eje viario que permitirá dar un nuevo acceso



Vista virtual

a la ciudad salvando la barrera que supone el canal navegable, solucionando los problemas de tráfico ocasionados por la existencia hoy en día de un único acceso por un puente móvil.

El nuevo viaducto de 2.070 m de longitud se ubica en un tramo en donde el canal tiene una anchura de 900 m. Se concibe con tres vanos imponentes de 258,75 m + 292,5 m + 258,75 m sobre el mismo, respetando un gálibo náutico de 56 m y cumpliendo con la limitación de altura impuesta por la proximidad del Aeródromo de Sidi Ahmed. La estructura, en forma de gran celosía mixta, se completa con dos pilas en forma de V, que enmarcan el vano central sobre el canal confiriéndole un carácter singular.

A ambos lados del canal se prolongan los vanos de acceso con luces claramente más reducidas: del lado sur con 6 vanos de 40 m + 60 m + 70 m + 70 m + 100 m + 150 m, y del lado norte con 10 vanos de 150 m + 100 m + 70 m + 60 m + 40 m.

El tablero, con un ancho de 25 m, alberga una calzada de 10 m para cada sentido de la circulación y dos aceras laterales para operaciones de mantenimiento y paso de seguridad. Lateralmente incorpora barreras de protección contra el viento.

Estructuralmente se trata de un viaducto con tablero mixto con losa superior de hormigón armado y celosía metálica inferior tipo Warren de canto variable, de 6.000 a 15.500 mm en los vanos largos y constante (3.600 mm) para los vanos más cortos. En la proximidad



Vista virtual de noche

de las pilas, el plano inferior de la celosía queda reforzado por una losa inferior de hormigón.

El tablero es continuo en toda su longitud y las pilas principales sobre el canal actúan de punto fijo. Frente al sismo, el viaducto utiliza conceptos de aislamiento sísmico: longitudinalmente a través de amortiguadores viscosos y transversalmente mediante elementos de acero elasto-plásticos histeréticos. Esto permite optimizar el dimensionado de las cimentaciones de las pilas.

La construcción (a partir de 2018) se prevé por voladizos sucesivos aplicando técnicas de transporte y montaje con heavy-lifting similares a las utilizadas en el puente ferroviario del Ulla. La construcción de pilotes de 2,5 m de diámetro y casi 70 m de longitud en medio del canal requerirá también de medios auxiliares marítimos.

Proyecto financiado por el BEI. El BEI no es responsable del contenido del resumen.

73. PUENTE CHACAO: ASPECTOS CONTRACTUALES Y SINGULARIDADES ESTRUCTURALES

CHACAO BRIDGE: CONTRACTUAL ASPECTS AND STRUCTURAL PECULIARITIES

Matías Valenzuela Saavedra. Dirección de Vialidad, MOP Chile. Inspector Técnico. Doctor Ingeniero Civil. matias.valenzuela@mop.gov.cl
 Marcelo Márquez Marambio. Dirección de Vialidad, MOP Chile. Inspector Técnico. Ingeniero Civil, MScl. marcelo.marquez@mop.gov.cl
 Ignacio Vallejo Vial. Dirección de Vialidad, MOP Chile. Asistente Inspección. Ingeniero Civil. ignacio.vallejo@mop.gov.cl
 Raúl Vasquez Donoso. Dirección de Vialidad, MOP Chile. Gerente Técnico. Ingeniero Civil. raul.vasquez@mop.gov.cl

Puente colgante, proyecto, requerimientos, contrato, mantenimiento.

Suspension bridge, project, requirements, contract, maintenance.

A partir de los años 90 se ha estudiado una conexión fija de la Isla de Chiloé con el continente de Chile, en la región de Los Lagos, definiéndose el diseño y construcción de un puente colgante de grandes luces con multi-vano de tres pilas y con una longitud total de 2,6 kilómetros. El puente Chacao será la estructura colgante más larga de Latinoamérica, iniciándose el contrato de ejecución durante el primer semestre de 2014 con una fase de diseño definitivo para continuar con el inicio de la construcción de las obras durante.



Esquema general del Puente Chacao



Trabajos de ingeniería básica

La zona de emplazamiento del puente se ubica muy cercana a la ciudad de Valdivia, lugar del epicentro del terremoto de mayor magnitud registrada a nivel mundial, ocurrido el año 1960 con una magnitud de 9,5 grados Richter. Además el puente estará sometido a importantes cargas de viento (trombas marinas) y grandes corrientes marinas, que convierten el diseño y construcción de este puente en un desafío para la ingeniería.

Este documento presenta el marco referencial desarrollado en este proyecto, incluyendo los estudios de ingeniería básica y los lineamientos técnicos de licitación. Además, se analizan los principales resultados estructurales entregados en su diseño por las empresas de Diseño, destacando las principales singularidades estructurales y desafíos de diseño detectadas en los casi dos años de desarrollo. En específico se presentan los aspectos de cargas aplicadas, normativa considerada y manual de diseño y metodologías de diseño por socavación, sísmica y viento. Finalmente, se concluye sobre los aspectos relevantes en de esta tipología de puente.

83. VIADUCTO DE HACHEF Y OTROS EMPUJES SINGULARES

HACHEF VIADUCT AND OTHER SPECIAL LAUNCHINGS

Eduard Alberich Jiménez. Mekano4. Jefe de Obra. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ealberich@mekano4.com
 Germán Barés Lucindo. Mekano4. Jefe de Obra. Ingeniero Técnico de Obras Públicas. gbares@mekano4.com
 Carlos Blasco García. Mekano4. Director de Ejecución. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cblasco@mekano4.com
 Raimón Rucabado Jiménez. Mekano4. Director de Proyectos Especiales. Ingeniero Civil. rucabado@mekano4.com

Viaducto, Hachef, empuje, retenida, ONCF.

Viaduct, Hachef, launching, heavy-lifting, ONCF.

El viaducto de Hachef en Marruecos, con una longitud total de 3.418 m, fue un reto constructivo en el empuje de un puente de estructura



Vista General del tramo Norte



Vista General del tramo Sur

metálica. Las características singulares de este empuje obligaron a Mekano4 a diseñar un sistema.

84. TRABAJOS DE APEO DE UN PUENTE DE PIEDRA DEL SIGLO XVII: PUENTE DE TRUJILLO, LIMA (PERÚ)

SEVENTEENTH CENTURY MASONRY BRIDGE'S LOAD TRANSFER WORKS: TRUJILLO'S BRIDGE. LIMA (PERU)

Patrick Ladret. Freyssinet España. Director Desarrollo Internacional.

Ingeniero Civil. pladret@freysinnet-es.com

Pablo Vilchez. Freyssinet España. Director Técnico. Ingeniero Industrial.

pablo_v@freysinnet-es.com

Sergio del Olmo. Freyssinet España. Ingeniero de Departamento

Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

sergio_o@freysinnet-es.com

Juan Pablo Demetrio. Freyssinet España. Jefe de Obra. Geólogo.

juanpablo_d@freysinnet-es.com

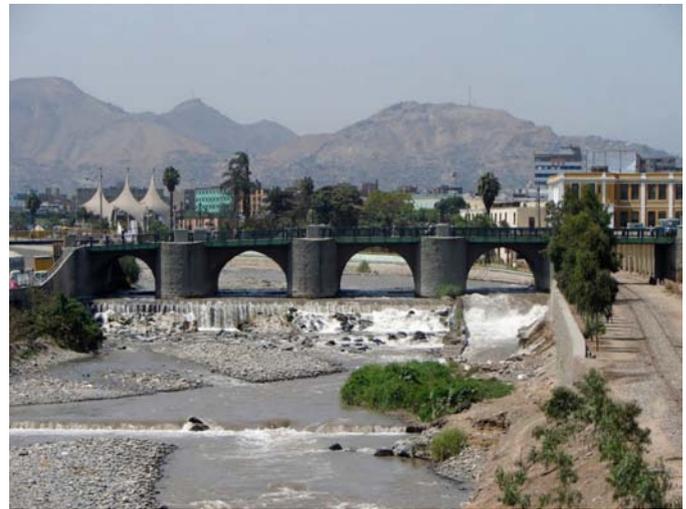
Jesús Aguilar. Freyssinet Perú. Gerente de Operaciones. Ingeniero Civil.

jesus.aguilar@fta.pe

Puente de piedra, transferencia de carga, gatos, pretensado, patrimonio.

Masonry bridge, load transfer, jacks, post-tensioning, heritage.

En la ciudad de Lima se está construyendo la "Vía Expresa Línea Amarilla (Vía Parque Rímac)", una estructura subterránea (túnel para cir-



Vista general del puente

culación de vehículos ejecutado en trinchera) que discurre bajo el cauce del río Rímac. Al integrarse en un entorno urbano, cruza con múltiples pasos transversales al río, como el Puente Trujillo, una estructura de fábrica de piedra construida en 1610. Así, fue necesario el apeo provisional de sus más de 75.000 kN por medio de elementos postesados sustentados en un entramado de micropilotes. El apeo se llevó a cabo previamente a la excavación, extendiéndose hasta la finalización de la construcción del túnel, momento en que el puente fue apoyado sobre la cubierta. Freyssinet llevó a cabo 2 operaciones: el postesado de las doce vigas de apeo de las dos pilas centrales (con un total de 39 tendones de 25 cordones de 0,6" cada uno), antes del inicio de la excavación; y la sucesiva transferencia de carga durante la construcción, entre los cimientos del puente y la estructura de apeo temporal, y de ésta a la cubierta del túnel (estructura de apoyo definitivo). Durante todo este segundo conjunto de operaciones de apeo (de mucha mayor duración que la primera), se llevaron a cabo trabajos continuos de control y seguimiento en todo el sistema. Su objetivo era evitar desplazamientos o movimientos, originados por la excavación o la ejecución del cajón del túnel, que pudieran dañar el puente, puesto que las limitaciones de movimientos diferenciales que fueron impuestas durante la ejecución eran muy restrictivas, de tan solo 5 mm.

Entre las vigas de reparto que recogían los extremos de las vigas postesadas se dispuso un total de 16 puntos hidráulicos (8 por pila) en los que ejercer reacciones de apeo. En cada uno de ellos se alojaron,



Vista del puente durante los trabajos

en función de la carga prevista, 2-3 gatos hidráulicos de 4.000 kN de capacidad, provistos de tuerca de seguridad y rótula. Se empleó el sistema LAO®, que permite la sincronización de múltiples cilindros hidráulicos distintos trabajando a diferentes presiones, y realizar imposiciones de desplazamientos y giros, transferencias de cargas, etc. La monitorización de la extensión de los émbolos de los gatos se materializó gracias a los sensores de desplazamiento del sistema, cuya precisión es de 0,1 mm. El sistema se completaba con cerca de 600 m de mangueras hidráulicas de alta presión, así como válvulas y otros accesorios propios de estas operaciones.

85. PUEENTES DE DOVELAS PREFABRICADAS EN LA LÍNEA ROJA DE DOHA

PRECAST SEGMENTAL BRIDGES CONSTRUCTION IN DOHA METRO RED LINE

José Rafael Jiménez Aguilar. FCC Construcción S.A. Jefe Departamento Puentes II. Ingeniero de Caminos. rjimenez@fcc.es
Guillermo Molins Roger. FCC Construcción S.A. Dirección de Maquinaria. Ingeniero de Caminos. gmolins@fcc.es

Dovelas prefabricadas, metro, vano a vano, cimbra autolanzable.

Precast segments, metro, span by span, launching girder.

FCC fue seleccionado como ganador de un contrato de Qatar Railways Company para construir una sección de la Red Line del metro de Doha. El consorcio de empresas, liderado por FCC, incluye a Archirodon (Grecia), Yüksel (Turquía) y Petroserv Ltd. (Qatar). Se ha construido tres estaciones elevadas (Economic Zone, Ras Bu Funtas y Al Wakrah), 6,97 km de tablero elevado y un túnel de carretera en la entrada de Al Wakrah. El proyecto lo han desarrollado TYPASA, SENER and EHAF.

Se han montado 3,8 km de tablero de dovelas prefabricadas en 120 vanos con luces entre 20 y 44,3 m montadas vano a vano con cimbra autolanzable superior. Los vanos son isostáticos en su mayoría, pero algunos se han unido sobre pilas para incrementar su luz.

FCC tiene una amplia experiencia en la construcción de puentes de dovelas prefabricadas montadas vano a vano con pretensado exterior y junta seca. Los tableros del metro de Doha tienen pretensado interior y juntas de resina epoxi. La posición de la última dovela de un vano está condicionada por la colocación de la primera dovela de ese vano.



Cimbra autolanzable

Un error en la primera dovela puede hacer que la última no se pueda colocar si choca con la pila, y no hay posibilidad de desmontaje porque las dovelas anteriores están unidas con resina. Un control geométrico intenso ha permitido evitar esta situación que hubiese implicado retrasos y penalizaciones.

Tres cimbres autolanzables superiores han trabajado al mismo tiempo, dos de ellas diseñadas para poder operar en las proximidades del aeropuerto. El rendimiento de montaje fue de un vano cada dos días por cimbra, lo que ha permitido terminar el montaje de los 3,8 km en 10 meses.

Las dovelas prefabricadas se han hormigonado en dos líneas largas y en tres líneas cortas. La producción de cada línea corta ha sido de una dovela cada dos días, y en cada la línea larga de tres dovelas al día. La diferencia se justifica porque la línea larga permite el hormigonado simultáneo de varios vanos, y el inicio de un vano en una dovela intermedia. La fabricación en la línea larga y la posibilidad de comenzar la fabricación por cualquier dovela requirió la modificación del software utilizado para el control geométrico.

86. PASARELAS PEATONALES ATIRANTADAS EJECUTADAS POR FCC EN LUSAIL, QATAR

CABLE STAYED PEDESTRIAN BRIDGES BUILT BY FCC IN LUSAIL, QATAR

Pablo Bernal Sahún. FCC Construcción. Ingeniero Departamento de Puentes. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pbernal@fcc.es
David Arribas Mazarracín. FCC Construcción. Jefe Departamento de Puentes. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. darribas@fcc.es

Construcción, pasarela atirantada, tirantes de longitud fija, acero inoxidable, hormigón pretensado.

Construction, cable stayed pedestrian bridge, fixed length cable stays, stainless steel, prestressed concrete.



Precarga del vano

Las nuevas pasarelas de las islas Qetaifan forman parte de la ciudad de Lusail, un nuevo desarrollo urbanístico ubicado 13 km al norte de Doha, que está siendo construido por la compañía Qatari Diar.

Las pasarelas se basan en el concepto de un collar enroscado sobre los canales artificiales que separan las islas Qetaifan. El proyecto de las pasarelas fue realizado por una UTE de Parsons, Safdie Rabines Architects y TY Lin y construido por FCC Construcción y la compañía qatarí Petroserv.



Vista lateral de una pasarela

Las dos pasarelas tienen una longitud de 120 m con una luz máxima de 60 m y están formadas por tramos de 30 m de planta oval. Cada tramo está formado por dos cajones de hormigón pretensado con un tablero de cristal laminado y acero inoxidable en la parte central.

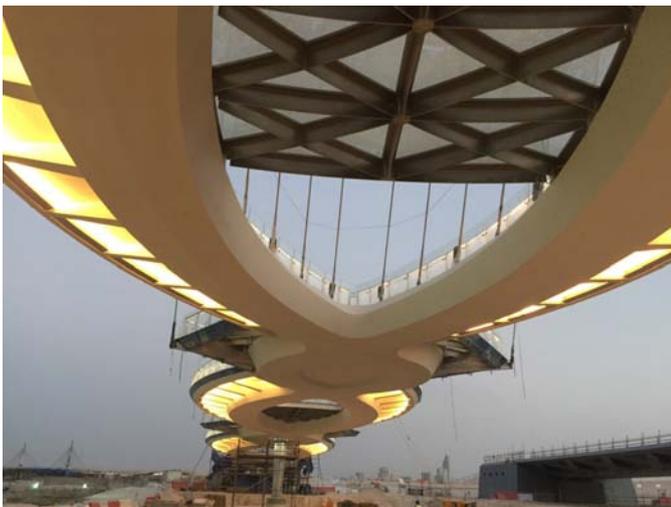
Un pilono que se eleva 16 m por encima del tablero, sostiene el punto de encuentro de los tramos de planta oval con la excepción del centro del vano principal que está soportado únicamente por cables. Diez parejas de cables adicionales fijadas al contorno interior de los tramos ovales se conectan a cada pilono que está equilibrado a su vez por cables de retenida anclados fuera de la estructura.

Los pilonos están formados por tubos de acero inoxidable tipo dúplex de diámetro variable y espesor máximo 50 mm rellenos de hormigón.

El reto más importante del Proyecto fue la instalación y tesado de los tirantes de acero inoxidable tipo Pfeifer PE100 que se prefabrican incluyendo los terminales de conexión lo que limita las posibilidades de ajustar la longitud en obra.

Los tableros se ejecutaron con una cimbra apoyada en un relleno temporal del canal, que también sirvió para ejecutar las cimentaciones que en situación final quedan sumergidas.

Los trabajos de pretensado de los tableros fueron realizados por BBR que también se encargó de la instalación y tesado de los tirantes. Los cables se tesaron en dos fases, antes y después de hormigonar una dovela de cierre situada en el centro del puente, para reducir las fuer-



Vista de la parte inferior del tablero

zas longitudinales transmitidas a pilas y estribos debidas a las deformaciones axiales del tablero.

La estructura de las pasarelas se completó con una serie de elementos arquitectónicos de alto nivel que incluyen pavimento de piedra en el tablero así como en las zonas de acceso. Aunque las pasarelas se completaron a principios de 2016 tendremos que esperar hasta 2020 para verlas prestando servicio.

87. RIPADO TRANSVERSAL TRAS SISMO Y REPARACIÓN DEL PASO SUPERIOR DEL ENLACE TALINAY EN LA RUTA DEL ELQUI (RUTA 5), CHILE

TRANSVERSE RIPPING AFTER SEISM AND REPAIR OF THE TALINAY LINK OVERPASS LOCATED WITHIN LA RUTA DEL ELQUI (ROUTE 5), CHILI

Pablo Vilchez. Freyssinet España. Director Técnico. Ingeniero Industrial. pablo_v@freysinet-es.com

Iván Saiz. Freyssinet España. Ingeniero Departamento Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ivan_s@freysinet-es.com

Laura Benito. Freyssinet España. Jefa de obra. Ingeniera Industrial. laura_b@freysinet-es.com

Fabián Reyes. Freyssinet Chile. Ingeniero de Oficina Técnica. Ingeniero Civil. freyes@freysinet.cl

Iván Alende. Freyssinet Chile. Managing Director. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ialende@freysinet.cl

Levantamiento, ripado, apoyos elastoméricos, bases deslizantes, gatos hidráulicos.

Lifting, ripping, elastomeric bearings, skid shoes, hydraulic jacks.

LA ESTRUCTURA

Paso superior que constituye el enlace Talinay, comprendido dentro de la Ruta del Elqui (Ruta 5) en Chile. El puente está formado por un tablero de hormigón con vigas doble T prefabricadas y una losa superior de hormigón in situ de 22 cm. El tablero presenta un ancho total de 10,40 m con una pendiente transversal del 1,5%.

Se salvan dos vanos de 21,45 m + 21,45 m. La estructura dispone de dos estribos y un apoyo intermedio sobre pila, con una altura máxima de 5,5 m.

PROYECTO DE REPARACIÓN

La estructura quedó afectada por el sismo acontecido el 16 de septiembre de 2015.

Se observó el desplazamiento lateral del tablero, roturas y despegues de las juntas y multitud de patologías en los aparatos de apoyo elastomérico y daños en las barras antisísmicas. El proyecto contemplaba, además de la reparación de los daños anteriores, la operación fundamental de levantamiento y ripado transversal de la estructura para devolverla a su posición natural.

LAS OPERACIONES DE LEVANTAMIENTO Y RIPADO

Para recolocar el puente en su lugar se procedió según dos etapas principales: el levantamiento de la estructura con el empleo de gatos hidráulicos y la ejecución del ripado o movimiento lateral del tablero previa instalación de los elementos auxiliares para ello.

La insuficiencia de espacio debajo de las vigas para poder colocar los gatos hizo necesario ejecutar diafragmas entre las mismas. Estos



Disposición de los gatos de levantamiento y bases deslizantes



Puente levantado y ripado

diafragmas permitían, reaccionar y efectuar el levantamiento de las 550 t totales. Una vez levantada la estructura 14 cm se retiraron los neoprenos existentes y se colocaron unas bases deslizantes fabricadas expresamente para esta operación. Las bases se conectaron entre sí con barras de acero roscadas y que a su vez se conectaron a una viga de reacción en el lateral del estribo, donde un gato apoyaría para efectuar el movimiento mediante tiro. En el estribo opuesto se instalaba el mismo conjunto de elementos para poder materializar un punto fijo sobre el que girase el resto de la estructura. En la pila se dispusieron bases deslizantes de deslizamiento libre. Finalizado el ripado se levantó de nuevo el tablero, se desmontó el sistema de deslizamiento, se colocaron los nuevos aparatos de apoyo elastoméricos y se llevó a cabo el descenso y la transferencia de carga sobre ellos.

El movimiento lateral efectuado fue del orden 10 cm en total, dejando la estructura perfectamente colocada en su posición original previa al evento sísmico.

89. TRABAJOS DE REPARACIÓN DE LAS PILAS NORTE Y SUR DEL PUENTE DE RANDE. REDONDELA Y MOAÑA, PROVINCIA DE PONTEVEDRA (ESPAÑA)

REPAIR WORKS ON NORTH AND SOUTH PILES OF RANDE'S BRIDGE. REDONDELA AND MOAÑA, PONTEVEDRA (SPAIN)

Luis Cosano. Freyssinet España. Responsable Explotación y Marketing. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luis_c@freysinnet-es.com
 Pablo Vélchez. Freyssinet España. Director Técnico. Ingeniero Industrial. pablo_v@freysinnet-es.com
 Ricardo Masson. Freyssinet España. Ingeniero Departamento Técnico. Ingeniero Civil. ricardo_m@freysinnet-es.com

Rafael Echevarría. Freyssinet España. Delegado. Ingeniero Industrial. rafael_e@freysinnet-es.com
 Laura Benito. Freyssinet España. Jefa de Obra. Ingeniera Industrial. laura_b@freysinnet-es.com

Reparación, hidrodemolición, hormigón proyectado, puente atirantado.

Repair works, hydro-demolition, shotcrete, cable-stayed bridge.

El puente atirantado de Rande, de 1.604 m de longitud total, consta de una parte central atirantada de 695 metros (vano principal de 401 m y dos vanos de compensación de 147 m cada uno) que en su día, a principios de los ochenta, lo llevó a convertirse en record mundial de luz en su tipología. Su sistema atirantado de 4 haces de 20 tirantes constituye la primera referencia de esta tipología estructural de Freyssinet en España. Ubicado en la provincia de Pontevedra, permite el cruce de la ría de Vigo por la autopista AP-9. La estructura está siendo objeto de ampliación desde febrero de 2015. Freyssinet recibió el encargo de realizar, en dos fases, los trabajos de reparación parcial de los paramentos exteriores de las pilas Sur y Norte, situadas en la ría.

En primer lugar se llevó a cabo una campaña de inspección y ensayos en la pila Sur, con objeto de obtener una evaluación completa de su estado, identificar el origen de la patología presente, valorar posibles estrategias de intervención, y determinar la actuación óptima, plasmada en la definición de unos trabajos concretos de reparación. Éstos consistieron en la limpieza y saneo de paramentos, su reparación mediante reposición de armaduras y regeneración de volúmenes de hormigón, y la aplicación de una protección sobre la totalidad de la superficie intervenida. El ámbito de actuación comprendió los 37 m bajo tablero de los fustes, así como el travesaño de unión bajo tablero. La actuación en la parte superior se integraría en los posteriores trabajos de ampliación del puente.

Se comenzó con una limpieza generalizada con chorro de agua a presión (200 bar), combinada con picados puntuales manuales y/o hidrodemolición según el estado de cada paramento. Para la eliminación del hormigón deteriorado se empleó hidrodemolición a muy



Vista general de la pila Norte tras la reparación



Vista de la pila norte durante los trabajos

alta presión (hasta 2.500 bar). Los trabajos se realizaron por bataches alternos de 1,60 metros de altura, previamente a la aplicación de mortero de reparación por proyección en capas sucesivas de 3 cm, hasta la reconstrucción total de la sección de hormigón. Finalmente se aplicó mediante rodillo un revestimiento cementoso en dos capas. Los trabajos se realizaron con la ayuda de andamios motorizados monomástil de 37 m de altura y 9 o 4 metros de plataforma de trabajo, según las dimensiones de la cara del fuste, así como de un andamio colgado, de 23 x 7 metros, para los trabajos en el travesaño bajo tablero.

96. CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE OCOPA Y ACCESOS. PUERTO DE OCOPA (PERÚ)

OCOPA BRIDGE AND ACCESS CONSTRUCTION: PUERTO DE OCOPA (PERU)

Zigor Gómez. Freyssinet España. Ingeniero Departamento Técnico.

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. zigor_g@freysinnet-es.com

Nicolás Trotin. Freysinnet España. Ingeniero Departamento Técnico.

Ingeniero Industrial. nicolas_t@freysinnet-es.com

Jesús Aguilar. Freysinnet Perú. Jefe de Producción. Ingeniero Civil.

jesus.aguilar@fta.pe

Patrick Ladret. Freysinnet España. Director Desarrollo Internacional.

Ingeniero Civil. pladret@freysinnet-es.com

Pablo Vílchez. Freysinnet España. Director Técnico. Ingeniero Industrial.

pablo_v@freysinnet-es.com

Péndolas, tesado, prefabricación.

Hangers, tensioning, prefabrication.

El puente Puerto de Ocopa cruza el río Perené y se ubica en el oriente peruano, en el distrito de Mazamari, provincia de Satipo, región Junin.

La estructura se emplaza en el eje de la carretera Mazamari-Puerto de Ocopa- Atalaya.

El puente es una estructura de tipo arco metálico de paso intermedio con 163 metros de luz de tablero y 140 metros de luz de arco, alcanzando el arco en su punto más alto una flecha de 23 metros sobre el tablero. El tablero mixto se compone de una losa de hormigón armado sobre un conjunto de vigas longitudinales y transversales, para formar una anchura total de unos 13 metros. El sistema de suspensión consta de 40 péndolas con 6 cordones autoprottegidos (galvanizado, cera y vaina individual de PEAD) de 150 mm² de sección todas ellas, a excepción de las 4 péndolas extremas que constan de 7 cordones.

Freyssinet participó en la construcción como especialista en la instalación de péndolas, suministrando, calculando e instalando las casi 4 toneladas de acero de tirantes que sustentan el puente. Los elementos utilizados pertenecen a la gama 7H1000 de Freyssinet, siendo el terminal superior una horquilla fija y el terminal inferior una horquilla regulable.

Las péndolas se prefabricaron completamente en taller antes de su traslado a obra. La instalación en obra se dividió en varias fases. La primera fase, una vez construido el arco, fue la conexión del pin de la horquilla fija superior mediante grúa. La segunda fase, consistía en la colocación de vigas longitudinales, transversales y conexión de pin en horquilla regulable.

Para el tesado de los anclajes en forma de horquilla se desarrolló un sistema de tesado. El tesado se realiza desde el tablero mediante un sistema formado por dos horquillas auxiliares, barras de pretensado y un sistema hidráulico. Este sistema no necesita conexión adicional a la estructura para su uso, ya que se conecta al pin de la horquilla regulable facilitando las operaciones.



Vista general del puente



Vista del puente durante los trabajos

99. RED LINE SOUTH. METRO DE DOHA (QATAR). ESTRUCTURAS PREFABRICADAS EJECUTADAS MEDIANTE DOVELAS Y MÉTODO FULL-SPAN

RED LINE SOUTH. DOHA METRO (QATAR). SEGMENTAL AND FULL-SPAN PRECAST STRUCTURES

Jordi Revoltós Fort. SENER Ingeniería y Sistemas, S.A. Jefe de Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniero de Caminos. jrevoltos@sener.es
 Javier Antón Díaz. SENER Ingeniería y Sistemas, S.A. Ingeniero de Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniero de Caminos. janton@sener.es
 Silvia Criado Catalina. SENER Ingeniería y Sistemas, S.A. Ingeniera de Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniera de Caminos. scriado@sener.es
 Juan Miguel Cereceda Boudet. SENER Ingeniería y Sistemas, S.A. Ingeniero de Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniero de Caminos. jmcereceda@sener.es
 Manuel Palomo Herrero. SENER Ingeniería y Sistemas, S.A. Ingeniero de Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniero de Caminos. mpalomo@sener.es

Dovelas prefabricadas, full-span, sección abierta, metro, viga de lanzamiento.

Precast segments, full-span, open cross-section, metro, launching gantry.

La Red Line South del Metro de Doha (Qatar) cuenta con unos 6.500 metros de longitud y transcurre elevada prácticamente en su totalidad.

La mayor parte de la línea se ha construido mediante tableros prefabricados, bien para vía simple o para vía doble.

Entre las estructuras prefabricadas se han diseñado vanos full-span de 6,05 metros de ancho para vía simple con luces hasta 36 m; vanos isostáticos ejecutados mediante dovelas de 10,62 y 12,12 metros de ancho para doble vía con luces hasta 32 m y puentes continuos ejecutados por dovelas prefabricadas de hasta 4 vanos y 44,0 m de luz para doble vía.

En todos los casos, la sección transversal del tablero es abierta en U, de modo que los trenes circulan por su interior quedando los pasillos de evacuación al nivel de las puertas de los vagones. Se ha estudiado el comportamiento resistente de esta sección abierta, caracterizado por una torsión no uniforme y una importante flexión transversal donde la fatiga es claramente condicionante.

Los puentes continuos se construyen vano a vano de manera isostática con un pretensado de primera fase y posteriormente se les dota de continuidad con pretensado longitudinal de segunda fase. Por requerimientos de espacio para conducciones no ha sido posible el empleo de barras postesadas exteriores a la sección. Este hecho ha condicionado enormemente el diseño por los estrictos criterios tensionales, puesto que no se admitían tracciones en combinación característica.

En la construcción se emplearon simultáneamente tres vigas de lanzamiento (launching gantry). Estas estructuras auxiliares tienen la capacidad de izar las dovelas que lo conforman y posicionarlas con una precisión milimétrica. Además, dichas viga de lanzamiento son autopropulsadas de modo que una vez concluida la ejecución de un vano avanzan hasta la posición siguiente. El rendimiento medio de cada viga de lanzamiento fue de dos vanos por semana.

Las pilas son cuadradas, ataluzadas en ambas direcciones y se han construido in-situ. Los capiteles se han proyectado prefabricados, logrando de esta manera colocar cada capitel en cuestión de pocas horas. Los capiteles para secciones de doble vía son postesados.

Cabe destacar que el proyecto y la obra se han desarrollado en un tiempo inferior a dos años y medio.



Operación de izado de dovelas prefabricadas para el vano de 44 m. de luz



Viga de lanzamiento avanzando

100. VIADUCTO DE ALMONTE. DISEÑO DE DETALLE

ALMONTE VIADUCT. DETAILED DESIGN

David Arribas Mazarracín. FCC Construcción, Departamento de Puentes I. Jefe de Departamento. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. darribas@fcc.es
 Pablo Bernal Sahún. FCC Construcción, Departamento de Puentes I. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pbernals@fcc.es
 José María Pérez Casas. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. perezcasas@gmail.com
 José Ignacio González Esteban. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. josei.gesteban@gmail.com

Arco de hormigón, tirantes, control geométrico, pila provisional.

Concrete arch, cables, geometry control, temporary pier.

El viaducto de Almonte está situado cerca de Cáceres en el suroeste de España dentro de la línea de ferrocarril de Alta Velocidad Madrid-Extremadura. La línea cruza el embalse de Alcántara lo que hace necesario un puente record para pasar de una orilla a otra sin pilas intermedias. El puente tiene una longitud total de 996 m y en el vano



Vista general durante la construcción del tablero sobre el arco

principal tiene un arco de 384 m de luz. Se trata del mayor arco del mundo para puentes de ferrocarril y el tercer mayor arco del mundo dentro del ranking de arcos de hormigón tanto de carretera como de ferrocarril.

El propietario de la línea y por tanto del puente es ADIF y el puente ha sido diseñado por una UTE formada por Arenas y Asociados e IDOM. La construcción la ha realizado una UTE formada por FCC Construcción y la empresa portuguesa Conduril.

El arco está resuelto con unas formas especiales ya que en el arranque está compuesto por una sección doble compuesta por dos hexágonos huecos que van cambiando sus formas gradualmente así como aproximándose entre sí hasta fundirse en una sección única en un punto intermedio del arco y formar un octógono hueco.

Debido a lo complicado del proyecto fue necesario un trabajo de ingeniería adicional al desarrollado en proyecto, principalmente en los aspectos relacionados con el proceso constructivo. Este trabajo está englobado en el Proyecto de Detalle y ha sido desarrollado por los Servicios Técnicos de FCC.

Los trabajos pueden explicarse en dos grupos:

- Desarrollo de algunos detalles del puente definitivo, algunos ejemplos son:
 - Ajuste y desarrollo de las zapatas del arco a la situación real del terreno
 - Conexión entre la zona de doble sección a la zona de sección simple.
 - Conexión entre el tablero y el arco en la clave. En esta unión las fuerzas de frenado y arranque del puente tienen que ser transmitidas del tablero al arco.
 - Diseño del proceso constructivo:
 - Sistema de tirantes, incluyendo tipologías de cables, conexión de los tirantes a la estructura, montaje de tirantes.



Vista general durante la construcción del arco

- Pilono provisional.
- Control geométrico durante la construcción en voladizo.
- Sistema de instrumentación.
- Cierre del arco. Fue necesaria una estructura especial para bloquear ambos voladizos y evitar movimientos relativos.

101. PUEBROS PREFABRICADOS EN EL METRO DE RIAD

PRECAST DECKS IN RIYADH METRO

José Rafael Jiménez Aguilar. FCC Construcción S.A. Jefe Departamento de Puentes II. Ingeniero de Caminos. rjimenez@fcc.es
 Álvaro Argany García. FCC Construcción S.A. Departamento Puentes II. Ingeniero de Caminos. aarganyg@fcc.es

Vigas prefabricadas, full span, dovelas prefabricadas, metro.

Precast beams, full span, precast segments, metro.

FCC fue seleccionado como ganador del contrato de construcción de las líneas 4, 5 y 6 del metro de Riad. El consorcio ganador, liderado por FCC, incluye a Alstom, Strukton, Samsung, Freyssinet Saudi Arabia, Setec, Atkins y Typsa.

Las altas temperaturas y la afección al tráfico son los principales condicionantes en la elección del sistema constructivo del metro elevado. Se han usado tres sistemas de prefabricación: dovelas prefabricadas montadas vano a vano, full span (lanzamiento de vanos completos) y vigas prefabricadas.

Son vanos isostáticos cuya luz varía entre 20 y 40 m, y el ancho del tablero es de 8,64 m para dos líneas de metro. Las vigas prefabricadas y sus losas han sido prefabricadas por DELTA. La sección transversal está formada por dos vigas prefabricadas unidas en el eje del tablero para obtener la forma de una sección cajón. Se ha dividido cada vano en dos vigas para reducir su ancho y su peso y así facilitar el transporte por la ciudad. La losa ha sido completamente prefabricada para reducir el volumen de hormigón colocado in situ. El rendimiento en montaje es de un vano al día y en fabricación, diez vigas por semana.

Las vigas prefabricadas tienen la ventaja de que se pueden colocar en cualquier orden y los equipos de colocación son sencillos y fáciles de conseguir:

- En el full span los vanos se colocan consecutivamente porque el vano que se va a colocar pasa sobre los vanos anteriores. En las dovelas prefabricadas, la cimbra avanza sobre el vano montado pre-



Montaje del tablero



Tablero antes unión losas

viamente. Un retraso en el hormigonado de una pila detiene el montaje y provoca un retraso en el montaje de los siguientes vanos. Las vigas prefabricadas permiten colocar vanos en cualquier lugar y en cualquier orden adaptándose a la disponibilidad de pilas finalizadas.

- En el “full span” y las dovelas prefabricadas se usa maquinaria muy especializada, las averías son complejas y la falta de recambios detiene el montaje. Las vigas prefabricadas necesitan grúas y camiones que son relativamente fáciles de reemplazar.

Las ventajas mostradas durante la ejecución de los tablero han incrementado el número de vanos previstos con vigas prefabricadas respecto a lo inicialmente planificado, pasando de los 6 km previstos a 11 km.

102. RED LINE SOUTH. METRO DE DOHA (QATAR). ESTRUCTURAS SINGULARES CONSTRUIDAS IN SITU DE ANCHO O CANTO VARIABLE

RED LINE SOUTH. DOHA METRO (QATAR). COMPLEX CAST-IN-SITU STRUCTURES

Jordi Revoltós Fort. SENER Ingeniería y Sistemas, S.A. Jefe de Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniero de Caminos. jrevoltos@sener.es
 Javier Antón Díaz. SENER Ingeniería y Sistemas, S.A. Ingeniero de Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniero de Caminos. janton@sener.es
 Silvia Criado Catalina. SENER Ingeniería y Sistemas, S.A. Ingeniera de Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniera de Caminos. scriado@sener.es
 Juan Miguel Cereceda Boudet. SENER Ingeniería y Sistemas, S.A. Ingeniero de Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniero de Caminos. jmcereceda@sener.es
 Manuel Palomo Herrero. SENER Ingeniería y Sistemas, S.A. Ingeniero de Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniero de Caminos. mpalomo@sener.es

Ancho variable, metro, sección abierta, canto variable, estructura evolutiva.

Variable width, metro, open section, variable depth, staged structure.

La Red Line South del Metro de Doha (Qatar) cuenta con unos 6.500 metros de longitud y transcurre elevada prácticamente en su totalidad.

La mayor parte de la línea se ha construido mediante tableros prefabricados. Debido a las particularidades tanto de la obra como del entorno en este proyecto han tenido cabida una serie de estructuras de carácter singular, construidas in-situ, bien por ser de ancho variable o bien por tener luces mayores que requerirían el uso de medios auxiliares más potentes a los empleados.

Los tableros de ancho variable siguen las formas de los tableros prefabricados: secciones abiertas en U donde los trenes circulan por su interior quedando los pasillos de evacuación al nivel de las puertas de los vagones. Se han diseñado dos puentes continuos de 3 vanos para alojar bifurcaciones de vía, de modo que el ancho varía desde 6,05 metros (vía simple) hasta 10,62 m (vía doble). El análisis se ha realizado empleando tanto modelos de emparrillados como de elementos finitos.

Los tableros de luces mayores a las admitidas por las secciones tipo prefabricadas han requerido secciones de canto variable. Puesto que la sección tipo de los prefabricados es en U, los tableros de canto variable mantienen esa forma exterior y descuelgan un cajón de canto variable. En los casos de vía simple (6,05 m de ancho), el cajón ocupa todo el ancho de la sección, dando lugar a una sección híbrida: sección abierta considerando el canto total y cajón cerrado de menor canto. Con estas secciones se ha llegado hasta 75 m de luz.

Sin embargo, en secciones de doble vía el cajón descuelga únicamente en el centro de la sección para aligerar tanto física como visualmente la solución. Se trata de una sección con un comportamiento resistente muy complejo, donde la participación de la rígida sección cajón y la flexible sección abierta en U varía a medida que aumenta y disminuye el canto. Con estas secciones se ha llegado hasta 60 m de luz.

El estudio ha requerido de diversos modelos para entender el fenómeno, desde simples modelos de barras hasta complejos modelos de elementos finitos tipo lámina.

En estas estructuras las fases de construcción condicionan significativamente el estado tensional final de la estructura, por lo que son fuertemente evolutivas. Además, era necesario que la viga de lanzamiento para la ejecución de vanos de dovelas pasara por encima de alguno de estos puentes.



Puente continuo de canto variable ejecutado in situ



Puente continuo de canto variable ejecutado in situ. Cimbrado de la fase central

103. VIADUCTO DE ALMONTE. PROCESO CONSTRUCTIVO

ALMONTE VIADUCT. CONSTRUCTION PROCESS

David Arribas Mazarracín. FCC Construcción, Departamento de Puentes I. Jefe de Departamento. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. darribas@fcc.es

Pedro Cavero de Pablo. FCC Construcción, Delegación de Transportes. Jefe de Departamento. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pcavero@fcc.es

David Carnero Pérez. FCC Construcción, Departamento de Puentes I. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. dcarnerop@fcc.es
Pablo Jiménez Guijarro. ADIF Alta Velocidad. Jefe de Área. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pablojimenez@adif.es

Alta velocidad, arco de hormigón, record del mundo.

High speed, concrete arch, world record.

El viaducto de Almonte está situado cerca de Cáceres en el suroeste de España dentro de la línea de ferrocarril de Alta Velocidad Madrid-Extremadura. El viaducto tiene 996 m de longitud y en el vano principal hay un arco inferior de hormigón de 384 m de luz. El arco es el más grande del mundo en arcos de ferrocarril y el tercero mayor del mundo dentro del ranking de arcos de hormigón teniendo en cuenta puentes de carretera.

El propietario de la línea y por tanto del puente es ADIF y el puente ha sido diseñado por una UTE formada Arenas y Asociados e IDOM. El contratista es una UTE formada por FCC y la empresa portuguesa Conduril.

El sistema constructivo del vano principal ha sido la ejecución del arco con dovelas en voladizo ejecutadas in situ con carros de avance y un sistema de atirantado auxiliar. El sistema de tirantes requiere unos pilonos auxiliares y unas zapatas de retenida donde transferir las cargas.

Los aspectos a destacar de la construcción han sido:

- Materiales:
 - Arco: se ha usado un hormigón autocompactante de alta resistencia (80 MPa).
 - Pilonos provisionales: varias chapas de estas piezas tienen una elevada resistencia (690 MPa).

- Construcción de la subestructura:
 - Anclajes al terreno en las zapatas de retenida del sistema de tirantes.
 - Detalles especiales en las pilas principales para el paso de tirantes.
 - Cimentaciones del arco.
- Construcción del tablero:
 - Tablero de hormigón postesado construido con una cimbra auto-lanzable superior.
 - Detalles especiales en las riostras del tablero para resolver las interferencias con la pata delantera de la cimbra.
- Montaje de los pilonos temporales:
 - Los pilonos son elementos de 500 Tn de peso cada uno.
 - Se ensamblaron en posición horizontal y se rotaron en pocas horas hasta su posición vertical definitiva.
- Construcción del arco:
 - Construcción con dos carros por cada lado del río ya que la sección transversal es doble en los arranques. En el tramo con sección única, cada pareja de carros se fusionaba en una sola para continuar la construcción por cada lado.
 - Secuencia constructiva: avance de carro, movimiento de los encofrados, tesado de cables, hormigonado...
 - Montaje de grúa torres sobre el arco de hasta 90 m de alto.
 - Operación de heavy-lifting para descender los carros del arco tras el cierre de este.



Montaje de la torre provisional



Vista general del arco tras retirada de carros

104. TREN INTERURBANO CIUDAD DE MÉXICO-TOLUCA, MÉXICO. TRAMO 1: DESDE COCHERAS EN ZINACANTEPEC HASTA TÚNEL EN PK 36

INTERCITY RAILWAY MÉXICO DF – TOLUCA (MÉXICO).
SECTION 1 - FROM ZINACANTEPEC TO TUNNEL
STATION 36

Jordi Revoltós Fort. SENER-EIPSA. Jefe de Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniero de Caminos. jrevoltos@sener.es
Javier Carrero Martínez. SENER-EIPSA. Ingeniero de Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniero de Caminos. jcarrero@sener.es
João Ribeiro. SENER. Ingeniero de Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniero Civil. joao.ribeiro@sener-engvia.pt
Andrés Molina Escudero. SENER-EIPSA. Ingeniero de Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniero de Caminos. amolina@sener.es

Vigas artesas, bow-string, diseño por capacidad, ferrocarril, estructura evolutiva.

U shaped beams, bow-string, capacity design, railway, staged construction.

El Tramo 1 del Tren Interurbano México-Toluca con una longitud de 37 km, de los que aproximadamente 32 km discurren sobre viaducto, cruza de oeste a este la localidad de Toluca en la que se ubican 4 estaciones elevadas.

La solución general elegida es la de vigas prefabricadas artesas con losa de compresión. Existen secciones para vía doble con ancho de 11,50 m, para vía única con 6,90 m y para vía múltiple con hasta 20,70 m. Se diseñan soluciones isostáticas con vanos de 27, 28, 30 y 32 m y soluciones continuas de 2 y 3 vanos para salvar luces mayores: 36 + 36 m, 33 + 44 + 33 m y 35 + 46 + 35 m.

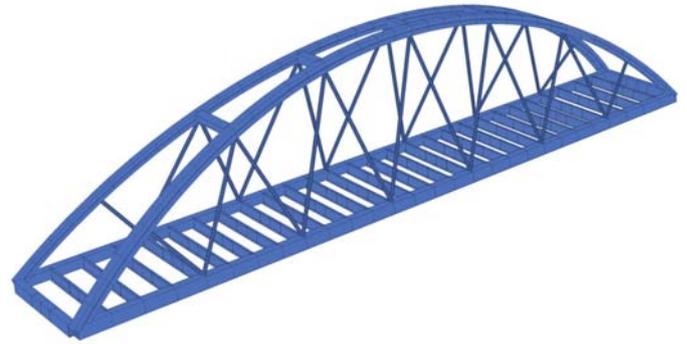
Las soluciones isostáticas poseen vigas de 2,20 m de canto y losa de hormigón in-situ sobre prelosas prefabricadas en celosía con un bombeo del 1%. El pretensado está formado íntegramente por armadura pretesa en la viga.

Las soluciones continuas de 2 vanos poseen vigas de 2,20 m de canto constante y las de 3 vanos vigas de canto variable desde 3,00 m en pila hasta 2,20 m en centro de vano. La losa es análoga a la de las soluciones isostáticas. El pretensado de las vigas está formado por armadura pretesa y postesa ejecutado en planta de prefabricación. En obra se disponen barras de alta resistencia y tendones postesos en las juntas entre vigas y tendones postesos en la losa de compresión.

Las pilas poseen sección octogonal maciza con 1, 2 o 3 fustes y con diferentes dimensiones en función del tablero que reciben. Las cimentaciones son profundas.



Construcción soluciones prefabricadas



Modelo de cálculo Arco Bow-String

El esquema anti-sísmico empleado es el correspondiente al del diseño por capacidad, de tal manera que se estudia la formación de rótulas plásticas en la subestructura y se protegen mediante sobre-resistencia los elementos que rodean dichas rótulas.

Adicionalmente se diseña un arco bow-string metálico que cruza un paso de ferrocarril muy esviado en el pk 21. Dicho arco posee una luz de 100,00 m, una flecha de 20,00 m y un ancho total de 14,30 m. La estructura está formada por dos arcos inclinados que se arriostran mediante vigas transversales cerca de la clave. El cuelgue del tablero se materializa mediante tubos cerrados dispuestos según un esquema Warren. Tanto el arco como el tablero se diseñan con cajones cerrados. El tablero se conforma con vigas transversales en doble "T" sobre las que se hormigona una losa in-situ sobre prelosas en celosía.

105. INDUSTRIALIZACIÓN DE VIADUCTOS EN EL TREN INTERURBANO CIUDAD DE MÉXICO-TOLUCA, MÉXICO. TRAMO 3: PK 41+200 A 56+400

INDUSTRIALIZATION OF VIADUCTS FOR MEXICO DF'S
INTERCITY RAILWAY TOLUCA (MEXICO) - SECTION 3
- KM 41+200 TO KM 56+400

Jordi Revoltós Fort. SENER-EIPSA. Jefe de Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniero de Caminos. jrevoltos@sener.es
José M.ª Pérez Casas. SENER-EIPSA. Ingeniero de Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniero de Caminos. jmaria.perez@sener.es
Juliana Fernández Vega. SENER-EIPSA. Ingeniera de Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniera Civil. jfernandez@sener.es
Cecilia M.ª Andrade Mendonça. SENER-EIPSA. Ingeniera de Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniera Civil. cecilia.mendonca@sener.es
Diego Rubio Peiroten. SENER-EIPSA. Ingeniero de Sección de Puentes y Viaductos. Dr. Ingeniero de Caminos. diego.rubio@sener.es

Prefabricación, ferrocarril, hormigón, dovelas, vigas.

Precast, railway, concrete, segments, beams.

El Tramo 3 del Tren Interurbano México-Toluca se desarrolla a lo largo de 17km mediante una sucesión de viaductos concatenados.

Se inicia en una zona de alto valor ecológico para posteriormente internarse en la Ciudad de México. En ambos casos, es imprescindible reducir al máximo las afecciones por lo que se optó, por una parte aprovechar el corredor generado por la autopista México-La Marquesa, por otra prefabricar el mayor número de elementos posibles.

La industrialización permite una optimización en los tiempos de ocupación de la zona de obra así como la independización de la eje-



Industrialización de elementos estructurales de hormigón

cución de estos elementos de otras incidencias propias de la ejecución en campo; por otra parte, la ejecución en planta de prefabricados permite un mejor control de calidad y uniformidad de acabados.

Adicionalmente a los elementos prefabricados habituales (vigas, prelosas e impostas), se lleva a cabo la industrialización de capiteles y fustes de pilas, para lo que ha sido preciso desarrollar soluciones específicas tanto para la conexión entre elementos como para su traslado y montaje en obra.

Las pilas a prefabricar son de sección octogonal hueca con dimensiones que oscilan entre los 5 y los 30 m de altura, llegando a fabricarse piezas de hasta 270 Tn de peso que son posteriormente trasladadas, volteadas y conectadas a la cimentación con medios y procedimientos diseñados "ex profeso" para esta obra.

La prefabricación de grandes elementos permite una importante reducción de los tiempos de montaje de cada columna, así como la simplificación de los elementos de conexión, al quedar limitados a la conexión zapata-pila y pila-capitel.

Para la conexión de los fustes a sus respectivas zapatas y capiteles se han empleado tanto uniones mediante barras pasivas embebidas en vainas rellenas de grout (columnas de hasta 20 m de altura), como conexiones postesadas para los fustes de mayor altura que alcanzan los 30 m.

En aquellas zonas donde las luces superan los 40 m, máxima viga prefabricada considerada en el proyecto, se ha recurrido a estructuras metálicas que permiten su ejecución en taller y posterior ensamblaje en obra.



Montaje en blanco de subestructura prefabricada

En los 4 últimos km del tramo, el trazado atraviesa la Barranca de la SEDENA, zona militar de difícil orografía donde el paso de maquinaria pesada resulta muy dificultoso, por lo que se ha recurrido a una solución de vanos isostáticos contruidos mediante dovelas prefabricadas montadas con cimbra de lanzamiento (LG), de forma que el montaje del tablero se realiza desde la estructura ya ejecutada.

106. VIADUCTO SOBRE EL RÍO URUMEA (GIPUZKOA). NUEVA RED FERROVIARIA DEL PAÍS VASCO EN EL TRAMO URNIETA-HERNANI

VIADUCT OVER THE RIVER URUMEA (GIPUZKOA). NEW BASQUE RAILWAY NETWORK IN THE STRETCH URNIETA-HERNANI

Jordi Revoltós Fort. SENER-EIPSA. Jefe de Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniero de Caminos. jrevoltos@sener.es

José Antonio Llombart Jaques. SENER-EIPSA. Consultor. Ingeniero de Caminos. jallombart@sener.es

Javier Carrero Martínez. SENER-EIPSA. Ingeniero de Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniero de Caminos. jcarrero@sener.es

Andrés Molina Escudero. SENER-EIPSA. Ingeniero de Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniero de Caminos. amolina@sener.es

Cimbra de avance, voladizos sucesivos, puente AVE, cajón pretensado, dovelas in-situ.

Moving scaffolding system, balance cantilever, high speed train, prestressed box girder, segments cast-in-situ.

El viaducto sobre el Río Urumea forma parte de la Nueva Red Ferroviaria del País Vasco, en el tramo Urnieta-Hernani. Se trata de una estructura de 798 m de longitud con vanos $48,00 + 5 \times 59,20 + 4 \times 60 + 62,40 + 96,00 + 54,00$ m que se divide en dos partes con continuidad estructural. La primera, de 598 m, es un tablero ejecutado mediante cimbra de avance. La segunda, de 200 m, es un tablero de voladizos sucesivos.

El tablero ejecutado con cimbra de avance es una viga continua de hormigón pretensado de sección cajón de 4,20 m de canto constante y una anchura total de 14,00 m. La tabla inferior posee una anchura de 6,00 m y se disponen voladizos de 3,60 m. La sección se hormigona en 2 fases para simplificar el encofrado interior y reducir la carga sobre la cimbra.

El tablero ejecutado mediante avance en voladizo es una viga continua de hormigón pretensado de sección cajón de canto variable desde 6,70 m en pila hasta 4,20 m en centro de vano y una anchura total de 14,00 m. Las almas se disponen con inclinación constante de tal manera que la anchura de la tabla inferior es de 5,52 m en pila y 6,00 m en centro de vano. Los voladizos laterales son de 3,60 m. Las dovelas se ejecutan in-situ en una sola fase.

El pretensado del tablero ejecutado con cimbra está formado por 5 tendones con trazado parabólico de 31T16 por alma y 3 familias de tendones rectos de 15T16 que discurren por las tablas superior e inferior. Los tendones parabólicos de cada fase se solapan con los de la siguiente fase en regruessamientos del alma.

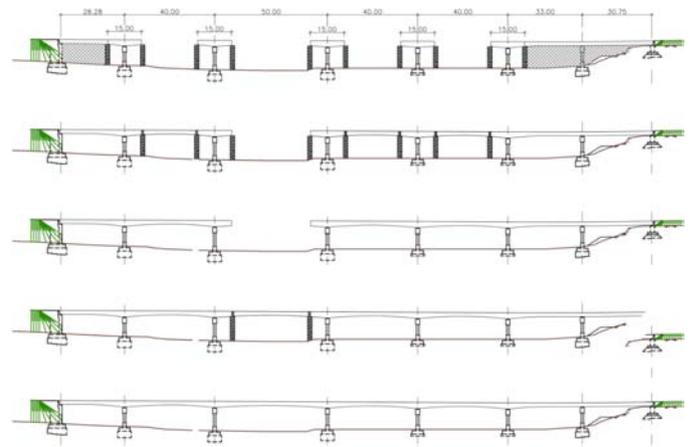
El pretensado del tablero de voladizos está formado por tendones 19T16 de avance en voladizo y por tendones de continuidad 15T16 en la tabla inferior.

Adicionalmente se disponen 4 tendones 31T16 en la dovela de cierre entre tableros que materializa la continuidad estructural.

Las pilas poseen sección rectangular hueca de 3,60 m de lado y con las caras laterales curvas. La cabeza de las pilas se ensancha transversalmente hasta los 6,00 m para albergar los apoyos. La altura máxima es de 22,00 m.



Vista aérea del Viaducto de Urumea



Secuencia de construcción



Construcción del Viaducto de Urumea: autocimbra y carro de avance



Carro de alas

Los apoyos dispuestos son tipo POT deslizantes en sentido longitudinal.

El tablero se fija longitudinalmente en el estribo 1 mediante 12 tendones 12T16 y se deja libre en el estribo 2, cuyo cuerpo alberga monolíticamente un paso inferior por el que discurre una carretera de dos carriles.

110. PUENTE DE JACA OESTE

JACA OESTE BRIDGE

José Rafael Jiménez Aguilar. FCC Construcción S.A. Jefe Departamento de Puentes II. Ingeniero de Caminos. rjimenez@fcc.es
 Álvaro Argany García. FCC Construcción S.A. Departamento Puentes II. Ingeniero de Caminos. aarganyg@fcc.es

Vigas prefabricadas, dintel prefabricado, carro de alas.

Precast beams, precast pier cap, side cantilever form traveler.

FCC Construcción ha proyectado y construido el puente de Jaca Oeste sobre el río Aragón. Está formado por 7 vanos continuos con luces entre 28,25 y 50 m formando un puente de 262 m de longitud total. La sección transversal tiene 11 m de ancho, un canto variable de 2 a 2,7 m y está formada por una U central de 6 de anchura y una losa hormigonada en segunda fase que completa el ancho de la sección.

Las pilas son de sección variable con tajamares y sus dinteles se han prefabricado a pie de obra. Las cimentaciones son directas.

Los apoyos son de neopreno-teflón en estribos y de neopreno en las pilas.

Inicialmente se ejecuta la U central, que en tres vanos se hormigona in situ sobre cimbra al suelo y en los restantes vanos se prefabrica a pie de obra para evitar los trabajos en altura incrementando la seguridad y la calidad. Se prefabrican con dos geometrías tipo para cada vano: la zona sobre pila y la zona central restante. Los tramos prefabricados se colocan sobre pilas provisionales y se unen entre sí hormigonando las juntas y tesando los tendones pasantes entre ellos. Todo el pretensado se tesa antes de comenzar con el hormigonado de la losa.

La losa superior se hormigona en dos fases. Primero los 6 m centrales sobre prelosas y después los voladizos laterales con la ayuda de un carro de alas.

111. PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DEL VIADUCTO MIXTO SOBRE EL EMBALSE DE MULARROYA

DETAIL DESIGN OF THE COMPOSITE STEEL AND CONCRETE VIADUCT OVER THE MULARROYA RESERVOIR

Miguel Ortega Cornejo. IDEAM, S.A. Director de Ingeniería. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. miguel.ortega@ideam.es
 Pedro Atanasio Utrilla. IDEAM, S.A. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pedro.atanasio@ideam.es
 M.ª Reyes García Orduña. IDEAM, S.A. Ingeniera. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. reyes.garcia@ideam.es

Juan Luis Mansilla Domínguez. IDEAM, S.A. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Juanluis.mansilla@ideam.es
Narciso Pulido Asín. Sacyr Construcción. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. npulido@sacyr.com

Puente mixto, sección bijácena, doble acción mixta, fatiga, soldaduras.

Composite steel and concrete bridge, twin girder, double composite action, fatigue, welding.

El viaducto de Mularroya se proyecta en la N-Ila a su paso sobre el embalse de Mularroya, mediante un viaducto mixto de carretera continuo con 8 vanos y trazado recto en planta, con una longitud total de 445 m, una distribución de vanos de $37 + 6 \times 60 + 48$ m y 11,50 m de anchura.

Para la sección transversal del puente se ha optado por una sección bijácena en cajón estricto, con claras ventajas frente a las soluciones más convencionales en cajón mixto clásicas. La doble viga metálica se conecta a la losa superior con espesor variable entre 33 cm en el eje y 23 cm en los extremos, con bombeo transversal del 2%. En las zonas de negativos sobre pilas se materializa la doble acción mixta y en las zonas de positivos se disponen prelasas inferiores sin conexión con la

estructura metálica, para permitir que la sección sea accesible por el interior para inspección y mantenimiento, dando continuidad visual al hormigón inferior de negativos.

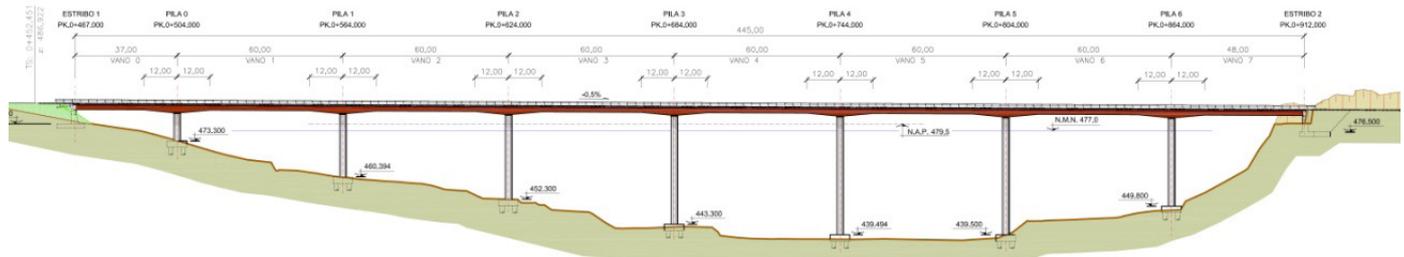
La estructura metálica consta por tanto de dos vigas separadas 6 m, con 1,75 m de canto constante en las zonas de centros de vanos, y una zona de canto variable hasta los 2,75 m en los 12,00 m adyacentes a ambos lados de las pilas con transición recta. Las esbelteces resultantes son 1/30 en el centro del vano, y 1/20 en pilas.

En la zona de canto variable se dispone hormigón de fondo conectado a la estructura metálica materializando la doble acción mixta, con un espesor comprendido entre 0,28 m (a 12,00 m de las pilas) y 0,65 m (en el eje de pila).

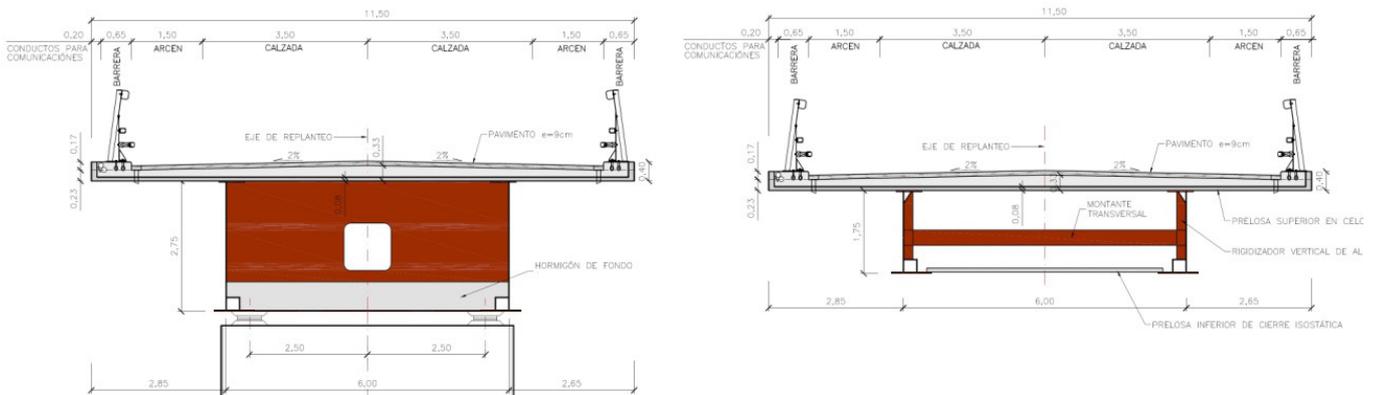
Las dos vigas se arriostran entre sí cada 6,00 m aprox. mediante marcos transversales metálicos, que simplifican mucho los detalles y permiten transportar a obra las dos vigas de forma independiente y ensamblarlas con uniones soldadas sencillas. Asimismo, las platabandas superiores se arriostran entre sí por medio de una celosía horizontal con cruces de san Andrés para resistir las acciones del viento durante las fases del montaje del tablero.

En el artículo se describirán los principales detalles de la estructura metálica, así como el proceso constructivo seguido para la ejecución.

En la actualidad se están ejecutando las pilas del viaducto y el taller metálico está en las primeras fases de ejecución de la estructura metálica, que se empezará a montar en obra a inicios de 2017, quedando el puente concluido en Semana Santa.



Alzado longitudinal del viaducto



Secciones transversales. Sección sobre pila (izquierda) y sección en centro de vano (derecha)

112. PROYECTO CONSTRUCTIVO DE PASARELA PEATONAL ENTRE EL AEROPUERTO DE VIGO-PEINADOR Y EL INSTITUTO FERIA DE VIGO (IFEVI)

DETAIL DESIGN OF THE FOOTBRIDGE BETWEEN VIGO PEINADOR'S AIRPORT AND THE FERIAL INSTITUTE OF VIGO (IFEVI)

Miguel Ortega Cornejo. IDEAM, S.A. Director de Ingeniería. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. miguel.ortega@ideam.es
 Juan Luis Mansilla Domínguez. IDEAM, S.A. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. juanluis.mansilla@ideam.es
 Fu Lei Zhou Yang. IDEAM, S.A. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fulei.zhou@ideam.es

Estructura metálica, pasarela, celosía tubular, nudos, soldadura.

Steel structure, footbridge, tubular truss, nodes, welding.

Con objeto de facilitar el acceso a los viandantes, reforzar la vertebración de las distintas dotaciones y mejorar la seguridad vial de la zona de conexión entre el aeropuerto y el Instituto Ferial de Vigo, se ha previsto la construcción de una pasarela metálica cubierta que unirá el aparcamiento P-1 del aeropuerto y las dársenas de aparcamiento de vehículos pesados del IFEVI. IDEAM ha realizado para COPASA el proyecto modificado de la estructura metálica del tablero de la pasarela y las pilas sobre las que se sustenta, optimizando las cuantías de acero y detalles de los nudos de la estructura.

La longitud total de la pasarela metálica es de 281,31 m repartidos en 10 vanos de luces variables entre los 9,24 m y 40,00 m. El tablero de la pasarela queda definido por vanos conformados por dos celosías metálicas arriostradas entre sí por dos planos de arriostamiento superior e inferior. Cada una de las dos celosías o cuchillos de un vano la forman un cordón superior, un cordón inferior, montantes verticales y diagonales.

La sección transversal de la pasarela tiene forma rectangular, casi cuadrada. Las dimensiones interiores libres son de 2,715 metros en vertical y 2,68 metros en horizontal. Todos los elementos que forman los vanos son perfiles metálicos (S-275-JR) tubulares rectangulares o cuadrados.

Las conexiones previstas entre los diferentes elementos que forman las celosías metálicas, así como la conexión de los perfiles de arriostamiento superior e inferior, se realizan mediante soldaduras y todos los vanos se han fabricado completos en taller, evitando las soldaduras en obra.



Vista general de la pasarela



Vista desde el interior de la pasarela

Las pilas de apoyo del tablero se resuelven mediante dos tipologías básicas, en función del apoyo de dos o cuatro puntos del tablero: si únicamente apoyan dos puntos del tablero (cordón inferior de cada uno de los dos cuchillos de un vano) la pila tiene forma de Y, pero si apoyan cuatro puntos del tablero (cordón inferior de cada uno de los cuchillos para dos vanos isostáticos consecutivos) la pila tiene forma de tetrápodo invertido. Tanto los fustes como cada una de las ramas de los soportes, están formados por perfiles metálicos (S-355-J2+N).

En el artículo completo y en la presentación se describirán los principales detalles así como los criterios de cálculo de los nudos en los que confluyen perfiles tubulares de acuerdo al Eurocódigo EN 1993-1-8 y las implicaciones a nivel geométrico en el diseño.

113. DISEÑO DEL VIADUCTO 2 DE LA LÍNEA DE TREN INTERURBANO MÉXICO-TOLUCA

DESIGN OF THE VIADUCT 2 IN THE RAILWAY MÉXICO-TOLUCA

Francisco Millanes Mato. IDEAM, S.A. Presidente. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. francisco.millanes@ideam.es
 Luis Matute Rubio. IDEAM, S.A. Director General. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luis.matute@ideam.es
 Jesús Martín Suárez. IDEAM, S.A. Director de Asistencias Técnicas. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jesus.martin@ideam.es
 Pablo Solera Pérez. IDEAM, S.A. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pablo.solera@ideam.es
 Carlos Gordo Monsó. IDEAM, S.A. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. carlos.gordo@ideam.es
 David Alcañiz Jiménez. IDEAM, S.A. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. carlos.alcañiz@ideam.es
 Jorge Miguel Montero Borja. IDEAM, S.A. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jorgemiguel.montero@ideam.es

Autocimbra, sismo, amortiguadores, punto fijo.

Mobile Scaffolding System, seism, dampers, fixed point.

El Viaducto 2 de la línea de tren interurbano México-Toluca es la actuación estructural de mayor relevancia dentro del proyecto de esta nueva línea férrea. El viaducto tiene una longitud total de 3.865,40 metros, dividida en 5 tramos continuos con unas longitudes entre 670 y



Amortiguadores sísmicos semejantes a los que se dispondrán en el Viaducto 2

850 metros. La luz del vano tipo para todos los tramos es de 55 m, siendo los vanos extremos de tramo de 44 metros.

El tablero consta de una sección transversal en forma de cajón de hormigón pretensado de 3,80 metros de canto constante en toda la longitud y un ancho de 11,5 metros, lo que permite acoger dos vías férreas.

La construcción del tablero se realiza mediante una cimbra auto-lanzable, lo cual convierte al Viaducto 2 en el primer puente de México construido de esta manera. Dada la gran longitud del viaducto, para disminuir el plazo de construcción, se emplean 3 cimbras que parten, respectivamente, del estribo 1, del estribo 2, y de un punto intermedio ubicado en una columna que sirve de junta entre tramos de tablero.

El diseño del viaducto viene claramente condicionado por la acción sísmica, pues está situado en una zona de alta sismicidad, con una aceleración en meseta de 0,77 g. La concepción antisísmica del viaducto es, en consecuencia, uno de sus aspectos más relevantes.

Para resistir el sismo longitudinal, se han diseñado un punto fijo para cada tramo de tablero formado por unos amortiguadores sísmicos (fig. 1) y unos neoprenos zunchados que permiten el recentrado del tablero. Dichos puntos fijos se sitúan en los estribos, para los tramos de tablero extremo, y en pilas en forma de delta, para los tramos intermedios.

Dada la imposibilidad de disponer en obra a tiempo los amortiguadores, en fase constructiva se emplea como elemento provisional de fijación únicamente los neoprenos de recentrado, para las cimbras que parten de los estribos. Para la columna de arranque de la cimbra intermedia, al no coincidir ésta con un punto fijo definitivo, se ha tenido que recurrir a un atirantamiento provisional a fin de estabilizarla.

El sismo transversal se resiste por medio de unos topes transversales ubicados en todas las pilas del viaducto. Los topes se han materializado mediante unas "orejetas", situadas a ambos lados de la columna, que se ejecutan en segunda fase, para no dificultar el paso de la cimbra y no disminuir la velocidad de construcción del tablero.

116. PUENTE MIXTO SOBRE EL RÍO GUADALIMAR

COMPOSITE BRIDGE OVER GUADALIMAR RIVER

José María Lorenzo Romero. TYPESA. Jefe Sección Departamento Estructuras. Ingeniero de Caminos. jmlorenzo@typsa.es

Guillermo Lorente Perchín. DRAGADOS SA. Dirección Técnica. Ingeniero de Caminos. glorentep@dragados.com

Juan Jesús Álvarez Andrés. DRAGADOS SA. Dirección Técnica. Ingeniero de Caminos. jjalvarez@dragados.com

Eduardo Torralba Bolzano. TYPESA. Departamento Estructuras. Ingeniero de Caminos. etorralba@typsa.es

José Luis Sánchez Jiménez. TYPESA. Director Departamento Estructuras. Ingeniero de Caminos. jsanchez@typsa.es

Bijácena metálico, doble acción mixta, cajón estricto, Guadalimar, A32.

Two-I steel girder layout, double concrete composite collaboration, tight box section, Guadalimar, A32.

En las proximidades de Linares, dentro del tramo Linares-Ibros de la autovía A-32, se encuentra el viaducto del Guadalimar. Sus dos tableros mixtos continuos gemelos, inmersos en una alineación curva en planta, con radio 1.600 m, y pendiente -1,85% en alzado, tienen 13,70 m de ancho y 4 vanos de luces 65-100-75-45 m.

Buscando salvar el cauce del Guadalimar con la menor afección, tanto en construcción como en servicio, se encajó una estructura con un vano principal de 100 m, resuelto mediante una solución mixta, que se adapta perfectamente a las necesidades planteadas.

La sección de cada tablero es de tipo bijácena, con doble acción mixta en cajón estricto en zona de pilas. El hormigón de fondo, tipo HA-50, está formado por prelosas de 6 cm de espesor más 29 cm de losa in situ, optimizando así la cuantía de acero estructural.

El tablero presenta variación parabólica de canto en los tres primeros vanos, con canto de viga metálica 6,15 m sobre pilas 1 y 2, y 2,65 m en centro del vano principal y zonas laterales de canto constante. La sección se completa con una losa superior de hormigón, con espesor in situ variable entre 12,5 y 27,5 cm ejecutado sobre prelosas colaborantes de 7,5 cm de canto. Para completar el funcionamiento resistente de la sección se colocan diafragmas transversales entre las vigas cada 7,50 m aproximadamente.

Las pilas, cimentadas mediante encepados de pilotes de diámetro 1,5 m, son de fuste único con sección en cajón aligerado y anchura variable en altura, con capitel en cabeza para poder recoger los dos apoyos, separados 6,70 m, coincidiendo con el alma de las vigas. En longitudinal las pilas tienen una dimensión constante de 2,20 m.

Los estribos son cargaderos pilotados sobre relleno de suelo reforzado. Los pilotes, de 0,80 m de diámetro se han dispuesto al trespelillo en dos filas.

El montaje del tablero se realizó mediante grúas, izando tramos formados con las dos vigas y los arriostamientos correspondientes. Estos tramos se colocaron sobre apeos provisionales, avanzándose hacia el río por ambas márgenes. En P1 y P2 se dejaron voladizos de 15 m hacia el río sobre los que se apoyó el tramo central de 70 m, izado también con grúas. Los apeos se mantuvieron durante el hormigonado de la losa, permitiendo optimizar la cuantía de acero.



Puente de Guadalimar durante la construcción



Puente de Guadalimar

118. INNOVADORAS CIMBRAS AUTOLANZABLES DE GRANDES DIMENSIONES

OVERCOMING THE CHALLENGES OF MULTI-SPAN VIADUCTS CONSTRUCTION

Pedro Carmo Pacheco. BERD. CEO. Profesor. brigitte.rouquet@berd.eu
 Hugo Soares Coelho. BERD. Director Departamento de Ingeniería y Producción. hugo.coelho@berd.eu

Autocimbra, OPS, M1.

MSS, OPS, M1.

En las últimas décadas ganó definición una gama crítica de vanos (comprendida entre 70 y 100 metros de longitud) para viaductos de hormigón con múltiples vanos. Los métodos constructivos frecuentemente adoptados para este tipo de viaductos son 1) voladizos sucesivos hormigonados in situ; 2) voladizos sucesivos con segmentos prefabricados; 3) prefabricado de vano completo. El primero es un método con baja productividad, con consumos medianos de materiales y baja inversión en equipo. El segundo es un método de productividad mediana, con altos consumos de materiales e inversión mediana en equipo. El tercero es un método de alta productividad, con consumos de materiales medianos a altos y con una alta inversión en equipo e instalaciones de obra. Publicaciones de diferentes autores identifican esta gama como "crítica" porque el número de puentes o viaductos de múltiples vanos construidos con esta gama de vanos es relativamente bajo cuando comparado con otras gamas de vanos. Con los desarrollos técnicos recientes, configurase como posible una 4ª alternativa para algunos tipos de puentes: tablero hormigonado in situ, vano a vano. En esta presentación sus características y limitaciones serán presentadas, considerando los desafíos técnicos implicados.

En la última década, se conoce una plétora de publicaciones discutiendo los principales desafíos técnicos de la construcción hormigonada in situ, vano a vano en la gama crítica. Las conclusiones indican que este método puede ser el más eficiente en términos de consumos de materiales (si el equipo no condiciona el diseño del puente). Aun ahí hay dudas técnicas como 1) cargas verticales y horizontales transmitidas al puente debidas al método constructivo; 2) estabilidad del equipo con fuerzas del viento en fase constructiva; 3) nivel de deformaciones del equipo y 4) nivel de productividad.



M1-90-S de BERD, autocimbra para vanos de 90 metros



M1-90-S de BERD en operación en Turquía

En esta presentación, se discuten posibles formas de superar los desafíos técnicos arriba citados. Será analizado el efecto estructural del Sistema de Pretensado Orgánico (OPS) en la reducción de las deformaciones y, indirectamente, en la reducción de las cargas verticales y horizontales en fase constructiva. Se dará un enfoque a los estudios de la acción del viento, incluyendo tests del equipo en túnel de viento. Finalmente, se discutirá un conjunto de posibles medidas para incremento de productividad.

Finalmente, se presenta una aplicación real de construcción in situ de un viaducto con múltiples vanos de 90 metros en Turquía. El puente y el método constructivo son caracterizados y los principales aspectos estructurales de la interacción puente-equipo son abordados.

119. AMPLIACIÓN Y REFUERZO DE LA ESTRUCTURA DE ACCESO SUR A LOS PUENTES SOBRE EL RÍO MARIBYRNONG SOBRE UN ANTIGUO VERTEDERO

STRENGTHENING AND WIDENING OF THE SOUTHERN APPROACH STRUCTURE TO THE MARIBYRNONG RIVER BRIDGES OVER A FORMER INDUSTRIAL WASTE LAND FILL

Guillermo Muñoz-Cobo Cique. Arup. Senior Civil Structures Engineer. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

guillermo.munoz-cobo@arup.com

Scott Taylor. SMEC. Team Leader-Structures. Doctor of Philosophy-Engineering. scott.taylor@smec.com

Samir Hanna. SMEC. Senior Structural Engineer. Doctor of Philosophy-Engineering. Samir.Hanna@smec.com

Matthew Dinnison. Fulton Hogan. Senior Project Manager. Masters Engineering Science-Project Management. matthew.dinnison@fultonhogan.com.au
 Samuel Thornton. Fulton Hogan. Senior Project Engineer. Bachelor Degree-Civil Engineering. samuel.thornton@fultonhogan.com.au

Losa in situ, postesado, refuerzo, pilote, vertedero.

In situ slab, post tensioning, strengthening, pile, waste fill.

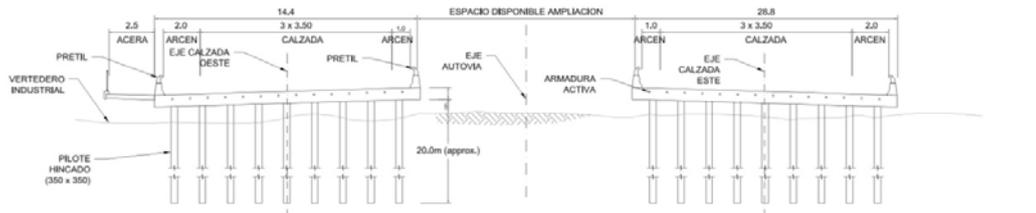
El proyecto de mejora de la autovía M80 Ring Road entre Sunshine Avenue y Calder Freeway incluye dos estructuras gemelas sobre el antiguo vertedero industrial de Sunshine, ubicado en el extremo sur de los puentes sobre el río Maribyrnong, en Victoria, Australia. Ambas

estructuras consisten en losas in situ de 0,65 m de canto postesadas de 120 m de longitud, apoyadas sobre pilotes hincados los cuales descansan en la base del vertedero.

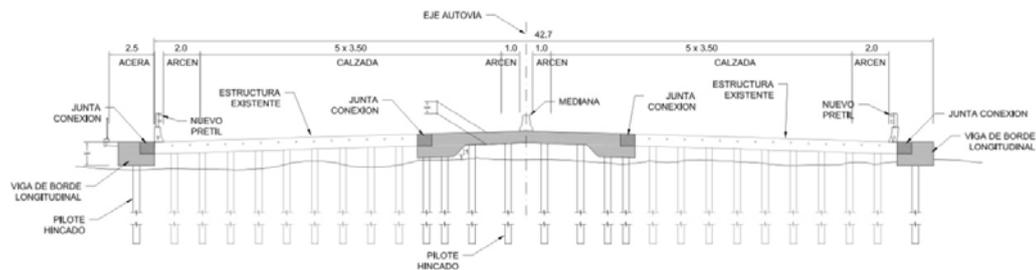
El objetivo último del proyecto es ampliar dos carriles adicionales por sentido, así como proporcionar el nivel de seguridad exigido por la vigente normativa australiana. Esto se consigue mediante la unión de las dos estructuras existentes con una estructura con misma tipología, esto es, una losa in situ postesada y sustentada en pilotes hincados.

El diseño es llevado a cabo por la unión temporal de Arup, Flint & Neill y SMEC, y ejecutada por Fulton Hogan.

El hecho de encontrarse las estructuras sobre un antiguo vertedero presenta importantes retos tanto en la fase de diseño como en su futura construcción. En particular, la subestructura ha de ser diseñada de acuerdo a las características del material sobre el que descansa y la reducida estabilidad lateral proporcionada por el material de relleno.

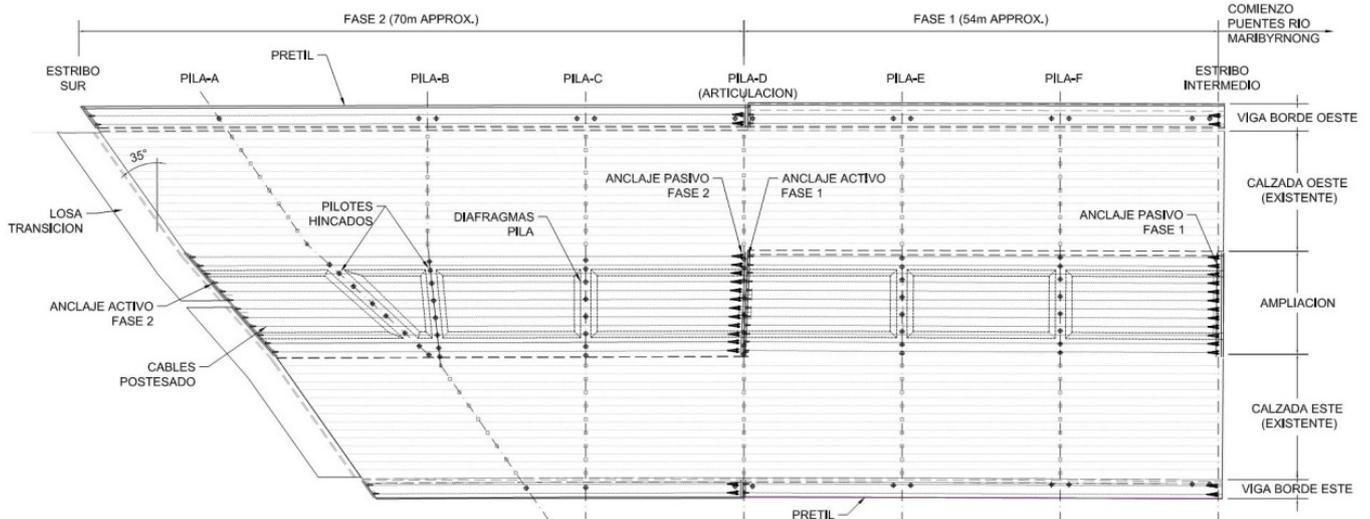


SECCION TIPO - SITUACION ORIGINAL



SECCION TIPO - SITUACION FINAL

Sección tipo: situación original y final



Planta general estructura

no. Así mismo, el diseño ha de tener en cuenta las potenciales obstrucciones que pueden encontrarse en obra. Ha sido también necesario tener cuenta ciertos aspectos medioambientales en lo relativo al tratamiento de las emisiones de gas y lixiviados en el vertedero.

El nuevo tablero ha sido diseñado para minimizar la necesidad de refuerzo de los puentes existentes, dada la dificultad de acceso bajo los mismos. Esto se consigue mediante el uso de elementos sensiblemente más rígidos directamente adyacentes a la estructura existente, denominados vigas de borde, alterando de esta manera el esquema estructural original. Cabe destacar la dificultad añadida por el acusado esvaje que presentan los puentes en su extremo sur.

Por último, una vez ejecutada la nueva estructura será conectada a las existentes mediante sendas juntas de hormigonado longitudinales. Esto ha requerido un cuidadoso diseño de la junta, puesto que esta se hormigona con los puentes existentes abiertos al tráfico. Para garantizar la máxima calidad, se pretende tomar medidas de las vibraciones bajo situaciones de tráfico representativas de manera que la vibración durante el hormigonado de la junta sea limitada a niveles satisfactorios.

120. PROCESO CONSTRUCTIVO Y ESTRUCTURAS TEMPORALES DEL PUENTE DE MERSEY

MERSEY BRIDGE CONSTRUCTION SEQUENCE AND TEMPORARY WORKS

Pablo Bernal Sahún. FCC Construcción. Ingeniero Departamento de Puentes. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pbernals@fcc.es
 David Arribas Mazarracín. FCC Construcción. Jefe Departamento de Puentes. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. darribas@fcc.es
 José Romo Martín. FHECOR. Consejero Delegado. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jrm@fhcor.es
 Javier Andueza Olmedo. FHECOR. Director del Departamento de Puentes. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jao@fhcor.es

Puente atirantado, voladizos sucesivos, estructuras auxiliares, hormigón pretensado, proceso constructivo.

Cable stayed bridge, balance cantilever, temporary works, prestressed concrete, construction sequence.

El puente de Mersey está formado por dos viaductos de acceso de 706 y 544 m de longitud y un tramo principal atirantado de 998 m de longitud. El puente ha sido proyectado por una UTE formada por Fhecor, Flint and Neill, Eptisa y URS y construido por una UTE de FCC Construcción, Samsung C&T y Kier.

El tramo principal atirantado tiene cuatro vanos con una luz máxima de 318m construidos mediante avance en voladizo arrancando en tres pilonos de alturas distintas. Los viaductos de acceso tienen 70 m de luz máxima y se construyen usando dos cimbras autoportantes comenzando por los estribos.

El tablero del puente es continuo alcanzando una longitud total de 2.248 m entre juntas de dilatación. Durante la ejecución, los viaductos de acceso se encuentran inicialmente fijados en los estribos hasta que alcanzan el tramo atirantado. Entonces esta fijación se pasa a los pilonos laterales hasta que pasa al pilono central en la configuración final de la estructura.

La sección transversal del tablero está formada por un cajón central de 16,84 m de ancho y 4,60 m de canto y dos voladizos laterales dotados de costillas hasta alcanzar un ancho total tipo de 33,95 m. El tablero se ejecuta con hormigón pretensado en las dos direcciones transversal y longitudinal.

Para la construcción de este puente han sido necesarias multitud de obras auxiliares desde recintos de tablestacas para la ejecución de



Viaducto norte de aproximación en construcción



Puente principal atirantado en construcción

las cimentaciones en el lecho del río, fijaciones longitudinales del tablero, empotramientos provisionales tablero pilono, pilas provisionales para garantizar la estabilidad de los tramos ejecutados en voladizo y arriostramientos provisionales en las dovelas de cierre.

Los servicios técnicos de FCC se han encargado del diseño de estas estructuras auxiliares ligadas al proceso constructivo lo que ha exigido una estrecha colaboración con los proyectistas del puente.

Entre las principales estructuras auxiliares cabe destacar dos pilas provisionales que se han empleado para garantizar la estabilidad de los tramos norte y sur ejecutados en voladizo bajo cargas descompensadas como el avance de carro o el hormigonado de la dovela, el viento o la caída accidental del carro de hormigonado. Cada pila se ha cimentado mediante 36 pilotes hincados de sección circular de acero, con capacidad para trabajar en tracción y compresión, conectados a un encepado metálico construido sobre el nivel máximo de agua en el río. Todos los elementos se han diseñado para ser retirados debido a las exigencias medioambientales del proyecto.

121. MONTAJE DE UN PUENTE ARCO SOBRE EL RÍO VÍSTULA EN GDANSK, POLONIA

ERECTION OF AN ARCH BRIDGE OVER VISTULA RIVER IN GDANSK, POLAND

Conchita Lucas Serrano. DRAGADOS SA. Dirección Técnica. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. clucass@dragados.com
 Juan Jesús Álvarez Andrés. DRAGADOS SA. Dirección Técnica. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jjalvarez@dragados.com
 Luis Peset González. DRAGADOS SA. Dirección Técnica. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. lpeset@dragados.com

Arco metálico, Vístula, transporte fluvial, montaje en pontona, péndolas.

Steel arch, Vistula, river transport, assembly on barge, hangers.

El puente sobre el río Vístula en Gdansk, Polonia, es un puente para tráfico ferroviario, con un único vano, constituido por un arco de tablero inferior de 124 m de luz. Tanto el tablero como el arco son metálicos y su sección transversal está formada por tres vigas cajón, lo que da lugar a tres planos de péndolas.

Los estribos son cerrados y cimentados mediante pilotes. El tablero se apoya en cada estribo mediante 3 POTs, situados bajo cada una de las vigas cajón que conforman el tablero.

Los condicionantes para el montaje de la estructura eran muy estrictos, pues no se podía trabajar en el río entre el 1 de enero y el 1 de junio por ser el periodo reproductivo de los peces, ni tampoco entre el 1 de marzo y el 31 de agosto ya que había que respetar la nidificación de las aves. Se decidió, por tanto, cambiar el sistema constructivo previsto, que era un lanzamiento desde uno de los lados, haciendo todo el montaje sobre la pontona que se había encargado del transporte.



Transporte fluvial del arco pre-montado



Colocación del arco

En los talleres metálicos, el arco se preensambló sobre la pontona y se llevó hasta la obra remontando el río. Una vez en el muelle de la obra, el arco se terminó de montar sobre la plataforma flotante, y todavía apeado, se colocó sobre unas torres de pequeña altura. La estructura se trasladó después, sobre la misma barcaza, a su ubicación definitiva y se elevó hasta su cota final con la ayuda de dos pontonas auxiliares.

Una vez llegado a la ubicación definitiva, se descendió el tablero hasta dejarlo apoyado en los POTs que estaban colocados sobre los estribos del puente, y finalmente se procedió a instalar las péndolas.

122. PUENTES DE DOVELAS PREFABRICADAS EN EL PROYECTO DE VIADUCTOS DEL METRO DE RIAD. LÍNEAS 1 & 2

PRECAST SEGMENTAL BRIDGES IN RIYADH METRO PROJECT - LINES 1 & 2

Pablo Benedetto Marengo. AECOM. Madrid Transportation Design Center. Ingeniero Civil. pablo.benedetto@aecom.com

Fernando Martínez García. AECOM. Madrid Transportation Design Center. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fernando.martinez@aecom.com

Diego González Pascual. AECOM. Madrid Transportation Design Center. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. diego.gonzalez@aecom.com

Ángel Álvarez Fernández. AECOM. Madrid Transportation Design Center. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. angel.alvarez@aecom.com

Metro elevado, dovelas prefabricadas, diseño/construcción.

Elevated Metro, segmental bridges, design/construction.

El proyecto del metro de Riyadh es un proyecto de Diseño y Construcción en Arabia Saudí que comprende la construcción del primer sistema urbano de Metro Ligero elevado en la ciudad, compuesto por 6 líneas. El consorcio internacional encargado de la construcción de las líneas 1 y 2 ha contratado a AECOM como proyectista líder para las estructuras elevadas.

Las líneas 1 y 2 comprenden 21 km de viaductos construidos por dovelas prefabricadas. El número de dovelas supera los 6.000 elementos, con longitud variable entre 2,00 y 3,80 m, las cuales dan cabida principalmente a un sistema de doble vía, pero incluyen también simples y triples vías, así como plataformas para las estaciones, en algunos sectores.

Las dovelas se ejecutan con el sistema de "célula de prefabricación", en el que el tape dorsal es ocupado por la dovela hormigonada anteriormente. La unión de las dovelas se materializa tras el izado mediante resina epoxi más barras de pretensado auxiliares, antes del pretensado definitivo.

Las longitudes de los vanos van desde 21 m en el caso de estaciones elevadas hasta 70 m en los vanos más largos, en algunos casos con radios muy ajustados (de hasta tan solo 100 m). Estos radios tan reducidos producen esfuerzos transversales muy importantes en la subestructura debido a la interacción vía-tablero (acentuado por el hecho de ser vía en placa).

Para longitudes menores de 38 m se utiliza el método de erección vano a vano, usando vigas lanzadoras para la colocación de las dovelas; y cuando los vanos son mayores (hasta 70 m), el método a utilizar es el de voladizos sucesivos. Para los vanos de hasta 38 m de luz se ha utilizado una combinación de pretensado exterior e interior para aprovechar las ventajas de ambos sistemas.

En cuanto a la subestructura, el proyecto consta de 600 pilas de varios tipos (pilas convencionales, pilas en ménsula, pilas-martillo y



Recreación mediante foto-realismo del viaducto una vez concluido



Erección de los vanos mediante viga de lanzamiento

pilas-pórtico) ejecutadas “in situ” y cimentadas en su mayoría mediante monopilotes de gran diámetro.

El Proyecto tiene un muy ajustado cronograma de diseño y construcción, empezando en el 2014 y estando actualmente en fase de construcción. Por otra parte, consideraciones estéticas han sido un factor determinante en este proyecto, lo que ha repercutido en la adopción de formas inusuales para la superestructura y subestructura. Todo ello, ha incrementado el nivel de complejidad en el diseño y la construcción.

Por último, el proyecto ha sido elaborado bajo la plataforma BIM por pedido del cliente.

128. CONCEPCIÓN GENERAL Y PROYECTO DEL PUENTE DEL MERSEY

MERSEY BRIDGE'S CONCEPTUAL AND DETAILED DESIGN

José Romo Martín. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. CEO-Consejero Delegado. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jrm@fhecor.es

Javier Andueza Olmedo. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Director Departamento de Puentes. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jao@fhecor.es

Pablo Bernal Sahún. FCC Construcción. Ingeniero Departamento de Puentes. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pbernals@fcc.es

David Arribas Mazarracín. FCC Construcción. Jefe Departamento de Puentes. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. darribas@fcc.es

Puente atirantado, diseño conceptual, proyecto de construcción.

Cable stayed bridge, conceptual design, detailed design.

El puente de Mersey es una estructura de 2.248 m entre juntas de dilatación, de los cuales los casi 1.000 m centrales cruzan el cauce del río Mersey con una solución atirantada singular de cuatro vanos.

El puente ha sido proyectado por una UTE formada por Fhecor, Flint and Neill, Eptisa y URS y construido por una UTE de FCC Construcción, Samsung C&T y Kier.

El río Mersey, presenta dos canales de desagüe principales en las zonas más próximas a las orillas, condicionando la posición de las pilas extremas de la estructura, resultando unos vanos laterales de 181 y 205 m. La posición de la pila central, también se sitúa en una zona central delimitada por cuestiones medioambientales. Como consecuencia de ello, la estructura principal está formada por 4 vanos de luces: 181, 294, 318 y 205 m.

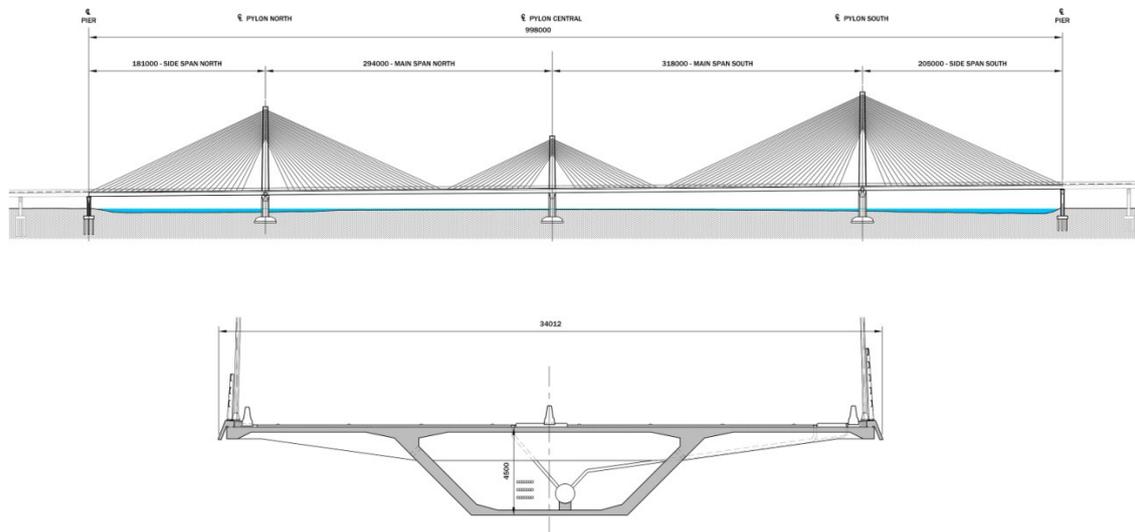
El puente tiene dos vanos principales consecutivos, lo que implica que no existe un sistema de retenida clásico, que controle la deformación en cabeza de la pila central frente a cargas asimétricas. Por otra parte, los vanos laterales de compensación tienen una luz superior al 50% de la luz de los vanos principales, lo que implica que para conseguir la compensación de los momentos en las pilas laterales debidos al peso propio de la estructura sea necesario llegar con los tirantes que salen de las pilas laterales hasta una posición más allá del centro de la luz de los vanos principales.

Durante la fase inicial de concepción de la estructura, se estudiaron diversas configuraciones estructurales, para conseguir la necesaria rigidez del sistema. La solución finalmente elegida presenta una pila central de una altura menor que las dos pilas laterales, junto con una conexión monolítica entre pila central y tablero, que si bien atrae momentos importantes en la cimentación de esta pila central debidos a la sobrecarga excéntrica, permite conseguir la rigidez buscada.

La sección es constante a lo largo de todo el puente, incluyendo los tramos atirantados y los dos viaductos de acceso. La sección tiene 34,00 m de ancho, y se resuelve con un cajón único de hormigón, de 4,60 m de canto, que permite tener la rigidez a torsión suficiente para poder salvar la luz principal del puente con un sistema de sustentación central y al mismo tiempo resolver los viaductos de acceso, dando una continuidad estructural que al mismo tiempo proporciona también una alta calidad formal al puente.



Imagen virtual del puente de Mersey



Alzado y sección del puente del Mersey

133. ADECUACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DEL NUEVO PUENTE DE PUMAREJO EN BARRANQUILLA, COLOMBIA

MODIFICATION CONSTRUCTION SEQUENCE CABLE STAYED BRIDGE OF THE NEW PUMAREJO BRIDGE IN BARRANQUILLA, COLOMBIA

Rüdiger Spengler Spengler. Sacyr Construcción. Coordinación Diseño Estructural. Ingeniero de Caminos. rspengler@sacyr.com
 David Ordín Barrabes. Sacyr Construcción. Jefe Oficina Técnica Obra. Ingeniero Industrial. dordin@sacyr.com
 Juan Pablo Durán Ruiz. Sacyr Construcción. Director de Proyecto. Ingeniero de Caminos. jduran@sacyr.com
 David Ruiz Melo. Consorcio SES. Especialista estructural. Ingeniero de Caminos. dmelo@consorcioses.com
 Agustín Redero García. Sacyr Construcción. Ingeniero Departamento Ingeniería Obra Civil. Ingeniero Civil. aredero@sacyr.com
 Rafael Guillén Carmona. Sacyr Construcción. Director de Métodos, Tecnología e Innovación. Ingeniero de Caminos. rguillen@sacyr.com
 Fátima Calderón Zurita. Sacyr Construcción. Ingeniera Departamento Métodos, Tecnología e Innova. Ingeniera de Caminos. fcalderon@sacyr.com
 Raquel Caballero Jaraiz. Sacyr Construcción. Jefa Departamento Ingeniería Obra Civil. Ingeniera de Caminos. rcaballero@sacyr.com

Puente atirantado, autocimbra, carros, cajón de hormigón pretensado.

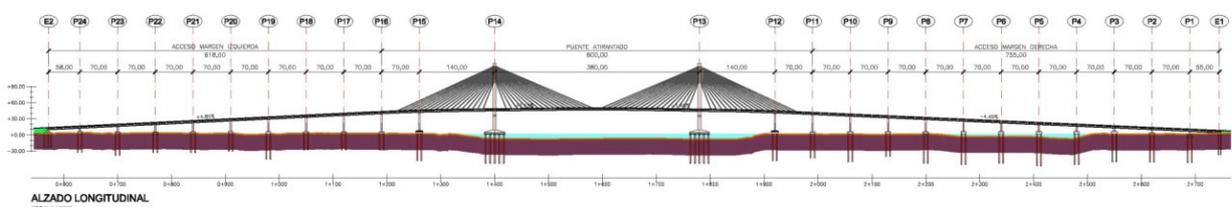
Cable stayed bridge, movable scaffold system, form traveller, concrete prestressed box girder.

El Nuevo Puente de Pumarejo sobre el río Magdalena en Barranquilla tiene una longitud de 2.173 m repartida en un tramo central atirantado de 800 m y viaductos de acceso de 618 m y 755 m.

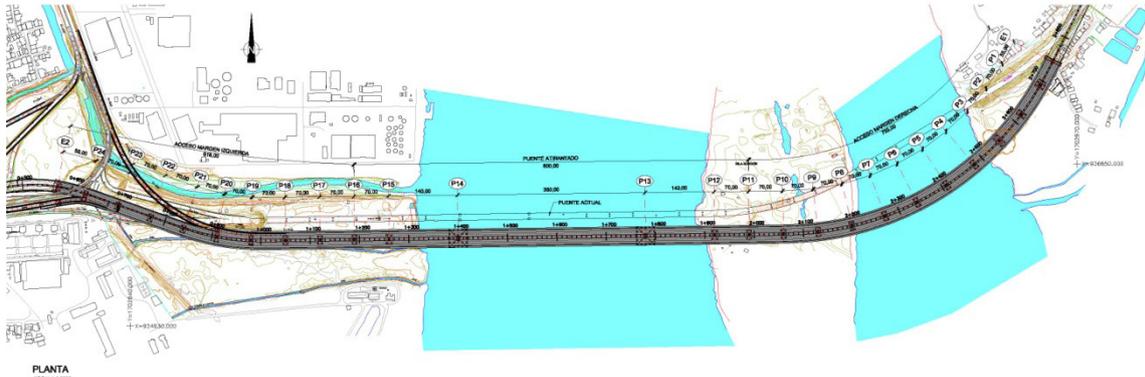
El proyecto de licitación del consorcio ECOPUENTES consideró la construcción del puente completo mediante dovelas prefabricadas de sección completa. Analizando dicho proceso constructivo en detalle teniendo en cuenta tanto los condicionantes económicos y locales como el plazo exigido por el INVIAS (Instituto Nacional de Vías), se decidió estudiar otras alternativas constructivas.

Con el fin de minimizar el plazo de ejecución del puente y optimizando los recursos económicos, se llegó a la conclusión que la solución óptima es construir los vanos de accesos con una autocimbra y un carro de alas correspondiente y los vanos atirantados con carro de avance y carro de alas.

La decisión de construir los accesos con autocimbra implicó modificar ligeramente tanto las luces de los vanos de acceso como la configuración de los entronques y garantizando de esta manera el uso de autocimbra para todos los vanos aparte del primer vano en la margen izquierda.



Alzado puente principal



Planta puente principal y entronques

La construcción de una sección cajón de un canto de 3,65 m, un ancho entre almas de 12 m y de un ancho total de hasta 38,10 m requiere la implementación de medios auxiliares extraordinarios:

- Autocimbra para vanos de 70 m de luz y un ancho de tablero de 16 m, dimensionada para soportar aproximadamente 3.000 toneladas de peso de hormigón.
- Carro de alas de 15 m de luz para completar la sección ejecutada con autocimbra.
- Carro de avance para voladizos de 10 m y un ancho de tablero de 16 m, diseñado para soportar aproximadamente 500 toneladas de peso de hormigón.
- Carro de alas de 10 m de luz para completar la sección ejecutada con carro de alas.

134. VIADUCTOS DE LA LÍNEA 3 DEL TREN LIGERO DE GUADALAJARA (MÉXICO)

GUADALAJARA (MEXICO) LINE 3 LIGHT RAIL TRAIN VIADUCTS

Jordi Revoltós Fort. SENER. Jefe de Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniero de Caminos. jrevoltos@sener.es

Ignacio Pita Olalla. SENER. Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniero de Caminos. ignacio.pita@sener.es

Javier Sánchez-Mateos Enrique. SENER. Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniero de Caminos. jsanchez@sener.es

Andrés Molina Escudero. SENER. Sección de Puentes y Viaductos. Ingeniero de Caminos. amolina@sener.es

Estructura mixta, prefabricación, fatiga, sismo, capacidad.

Composite structures, prefabrication, fatigue, seism, capacity.

La línea 3 del Tren Ligero de Guadalajara (Jalisco, México) consta de 21,9 km, de los cuales 15 km transcurren sobre viaductos elevados, a su vez divididos en 14 tramos separados por estaciones. Dada la longitud de estructura a construir, se ha optado por emplear soluciones prefabricadas y moduladas que permitan un proceso constructivo industrializado, y que cumplan con el requisito estético que exige la integración de la infraestructura en el núcleo urbano.

En las zonas centrales de los tramos, el viaducto elevado está modulado en vanos isostáticos de 34, 37, 40 y 43 m. Se han resuelto mediante una sección cajón central mixta de 2,55 m de canto metálico y 2,50 m de ancho, sobre la que se conecta una losa de hormigón de 30 cm de espesor. Cada 3,00 m se disponen costillas trans-

versales de canto variable, sobre las que apoyan dos losas laterales de hormigón armado. Con un espesor medio de 26 cm, estas losas dan soporte a las dos vías laterales por las que circulan los trenes, mientras que la losa superior central se utiliza como vía de evacuación de pasajeros en caso de emergencia. El ancho total del tablero es 9,80 m.

En las zonas cercanas a estaciones, y para permitir el cruce de trenes y adecuar los intereses de vía, el canto metálico del tablero se reduce hasta 1,27 m, por lo que se ha optado por disponer vanos



Vista general de tramos isostáticos



Vista general de tramos continuos

continuos de dos y tres vanos en torno a 32 m de luz. La sección es cajón mixto con un ancho de 3,06 m entre almas metálicas y una losa de hormigón de 26 cm, apoyada sobre costillas transversales cada 3 metros. En este caso, la evacuación de los viajeros tendría lugar por las zonas laterales del tablero, quedando ambas vías en la zona central del mismo.

Debido a la previsión de alta frecuencia de paso de los trenes por la línea, la resistencia a fatiga ha sido uno de los principales condicionantes en el diseño de la estructura metálica, debiéndose adoptar detalles que eviten la iniciación y propagación de fisuras.

Por otra parte, el diseño de la subestructura es controlado esencialmente por consideraciones relativas al sismo, habiéndose empleado cálculo por capacidad mediante la formación de rótulas plásticas en base de columna. La sección de las columnas es ovalada y en su armadura se han adoptado detalles de confinamiento que permiten la formación de las rótulas previamente mencionadas.

144. SECCIÓN ELEVADA DE LA LÍNEA 3 DEL METRO DE RIAD. LONGITUD TOTAL DE VIADUCTO DE 26 KM

ELEVATED SECTION IN RIYADH METRO LINE 3. VIADUCT WITH TOTAL LENGTH OF 26 KM

Manuel Casado Lechuga. IDOM. Director de Proyecto. Especialista Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mcl@idom.com

Metro Riad, construcción segmental, vigas lanzadoras, eficiencia, voladizos equilibrados.

Riyadh metro, segmental construction, launching gantries, efficiency, balanced cantilevers.

Dentro del consorcio ganador del diseño y construcción de la Línea 3 del Metro de Riad, Idom ha liderado las tareas de diseño de este ambicioso proyecto. En la presente comunicación nos centramos en la descripción y particularidades del diseño asociadas al método constructivo para la construcción de 26 km de sección elevada de un total de 40 km en toda la línea 3.

La construcción de viaductos de varios kilómetros de longitud necesita un diseño efectivo, bien coordinado con el método de construcción que por un lado maximice la eficiencia aumentando ritmos de producción y por otro minimice el coste por la aplicación de criterios de economía de escala. La técnica prefabricada segmental o de dovela conjugada ha sido la utilizada para la práctica totalidad de la sección elevada.

Los vanos isostáticos, que forman la gran mayoría del trazado, se han diseñado en un rango de luces de 24 a 37 m, con un canto total de la sección transversal de 2.10 m. Cuando se han necesitado luces superiores de rango moderado, se han implementado soluciones de tableros hiperestáticos con la misma sección transversal que las soluciones isostáticas. Se han salvado cruces de 50 m de luz principal con esta solución, manteniendo la misma maquinaria de construcción que en las soluciones isostáticas, aunque con ligeros ajustes en el proceso constructivo para evitar el sobredimensionamientos de las vigas lanzadoras.

El sistema de construcción vano a vano utilizando vigas lanzadoras, se basa en el auxilio de estas vigas que izan los segmentos prefabricados hasta su posición teórica de forma previa a su tesado final que confiere el carácter monolítico definitivo al vano ejecutado. Durante el proceso de izado y construcción de un vano típico, la viga lanzadora se apoya en el cabecero de la pila de avance y en el segmento de pila del vano previamente ejecutado.



Construcción del último vano lateral en el puente continuo de la autopista de Jeddah



Izado de segmentos en vanos isostáticos. Estado previo al ensamblaje y tesado del vano

En el caso de cruces de grandes arterias urbanas, ha sido preciso salvar luces de hasta 95 m de vano principal. Con el mismo criterio prefabricado segmental de las soluciones anteriores, se han utilizado estructuras auxiliares de izado montadas sobre carriles que bajo la filosofía del proceso de construcción en voladizos equilibrados han conseguido resolver las soluciones de cruce más demandantes.

145. PASARELA EN SESTAO

SESTAO FOOTBRIDGE

Roberto Revilla Angulo. r2 estudio. CEO. Doctor Ingeniero de Caminos y Arquitecto. roberto.revillaangulo@gmail.com
Pablo Cembrero Masa. Bowstring. Jefe. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pablocembreromasa@gmail.com

Viga, sección en U, pila tabique, tablero continuo, acero corten.

Beam, U-section, wall pier, continuous deck, weathering steel.

La pasarela peatonal y ciclista que se sitúa en Vega Vieja, un antiguo área industrial y de servicios en reconversión al sur de Sestao que se



Perspectiva de la pasarela

va a urbanizar, surge de la necesidad de comunicar diferentes zonas situadas a distintos niveles, y de superar la herida longitudinal del río Ballonti y de la línea de ferrocarril de cercanías C-2.

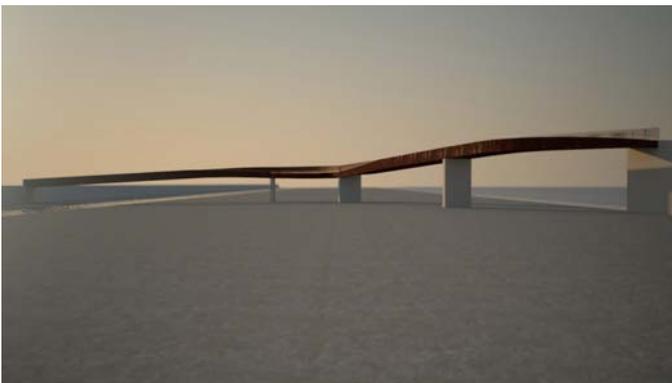
Nace de la tierra a la cota de la futura urbanización y progresivamente se va elevando hasta alcanzar la cota más elevada en su unión con el carril bici de bidegorri Baracaldo-La Arena. En su desarrollo, de un salto limpio y claro a través de una viga en "U", salva el río para establecerse en una zona horizontal a modo de mirador, para finalmente volver a elevarse, retornando a la tierra y alcanzando el carril bici una vez superado el ferrocarril.

Estructuralmente, la pasarela presenta una tipología de viga con sección en "U" que se resuelve mediante un tablero continuo de acero corten de 171 m de longitud y 5,55 m de anchura de planta en "S", materializado mediante una sucesión de cuatro vanos, de luces 60,85, 25,55, 46,8 y 37,85 m.

La sección transversal está resuelta mediante una sección en "U" formada a base de dos potentes vigas laterales longitudinales a modo de parapetos de 2,05 m de canto y 0,45 m de anchura, que dependiendo de la zona en que se encuentren se unen transversalmente mediante perfiles IPE 220 dispuestos cada aproximadamente 2,5 m, o mediante chapas continuas transversales dispuestas inferiormente, a nivel del parapeto izquierdo según sentido de avance, y superiormente, a nivel de la calzada.

Para conformar el mirador existente en la zona horizontal coincidente con el vano 2, de forma progresiva en el vano 1 la viga lateral derecha según sentido de avance va aumentando de anchura hasta 0,8 m y disminuyendo de canto hasta un valor de 1,38 m. En el vano 3 y a partir de la pila 2 dicha viga vuelve a disminuir de anchura y aumentar de canto hasta alcanzar los 0,45 y los 2,05 m respectivamente.

Las 3 pilas están cimentadas de forma profunda y se resuelven mediante tabiques de hormigón armado de sección rectangular maciza de 4,2 m de anchura y 0,8 m de canto.



Vista lateral

146. NUEVO PUENTE SOBRE EL RÍO LLOBREGAT. LA MATERIALIZACIÓN DE UNA IDEA

NEW BRIDGE OVER LLOBREGAT RIVER, THE MATERIALIZATION OF AN IDEA

Roberto Revilla Angulo. RR estudio. CEO. Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. roberto.revillaangulo@gmail.com

Patricia Olazabal Herrero. INECOSA. Ingeniera. Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. polazabalherrero@gmail.com

Marcos Pantaleón Prieto. APIA XXI. Presidente. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. alherrera@louisberger.com

Arco superior, pórtico, rombo espacial, tablero sección lenticular, hormigón pretensado.

Superior arch, V-shaped pier, spatial rhombus, lenticular section, prestressed concrete.

Situado en la carretera que une el puerto y el aeropuerto de Barcelona y en una zona cercana al espacio natural protegido del Delta del Llobregat, el recientemente llamado Puente Nelson Mandela, solución ganadora del Concurso de Ideas celebrado en Barcelona en septiembre de 2003, surge de la necesidad de comunicar ambos márgenes del río, superando la herida longitudinal existente y proporcionando una referencia al lugar.

De un salto limpio y claro, mediante sendos pórticos, a modo de trípodos invertidos, formados por una pila simple inclinada longitudinalmente y una pila doble inclinada longitudinal y transversalmente, se eleva y vuela sobre el río para retornar de nuevo a la tierra recogiendo a los arranques de ambos arcos centrales superiores inclinados lateralmente y configurando sendos rombos espaciales de enorme espacialidad y riqueza visual.

Estructuralmente, el puente presenta una tipología de arco superior y viga y se resuelve mediante un tablero continuo de hormigón pretensado de 304 m de longitud y 29 m de anchura de planta rectangular, materializado mediante una sucesión de cinco vanos, de luz central 104 m, luces contiguas de 55 m y luces laterales de 42 y 48 m.

La tipología de arco se aborda de una manera singular. La forma adquiere un papel activo en su comportamiento estructural. A través de la continuidad y gracia de sus líneas, de la proporción de sus masas, del ritmo de sus formas y de la plasticidad del hormigón, el puente toma una forma escultórica en donde la función de resistir sigue a la forma diseñada. A través de su relación flecha/luz, y de la rigidez relativa de los diferentes elementos que lo conforman, tablero, arcos y pórticos, en esa búsqueda de la ligereza, se desarrolla una nueva relación formal.



Alzado del puente



Vista lateral

152. CONSTRUCCIÓN DEL VIADUCTO DE MERSEY MEDIANTE CARROS DE VOLADIZOS SUCESIVOS HORMIGONADOS IN SITU

MERSEY VIADUCT CONSTRUCTION USING FORM TRAVELLERS WITH IN SITU CONCRETING

Javier Fernández del Moral. Rubrica Ingeniería y Arquitectura. Coordinador de Proyectos en Rubrica Bridges. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jfernandez@rubricaingenieria.es

José Vicente Rajadell Manuel. Rubrica Ingeniería y Arquitectura. Responsable Oficina Técnica en Rubrica Ingeniería. Ingeniero Industrial. jvrajadell@rubricaingenieria.es

Enrique Tichell Fortea. Rubrica Ingeniería y Arquitectura. CEO Rubrica Ingeniería y Arquitectura. Ingeniero Industrial. etichell@rubricaingenieria.es

Tomasz Pawel Smich. Rubrica Ingeniería y Arquitectura. CTO Rubrica Ingeniería y Arquitectura. Civil Enginner. tsmich@rubricaingenieria.es

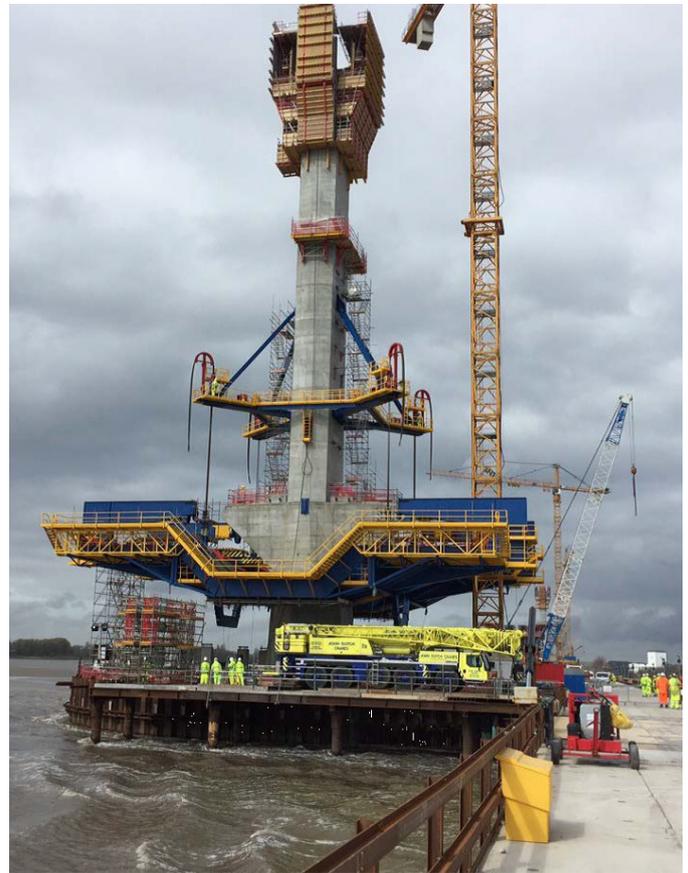
Mersey-Gateway, rúbrica, voladizos-sucesivos, carros-de-alas, encofrados-metálicos-modulares.

Mersey-Gateway, rubrica, form-travellers, wing-traveller, modular-formworks.

El viaducto de Mersey Gateway está compuesto por tres tipologías de puente en más de 2 km. El tramo principal atirantado (de 181-294-318-205 metros de luz) es construido mediante seis estructuras de carros de voladizos-sucesivos. Los dos viaductos de aproximación (con vanos de 70 metros) son realizados mediante MSS (Movable Scaffold System) que hormigona el cajón central de 18.65 metros de ancho y realiza puestas de 70 metros. Esta lanzadera es perseguida por un carro-de-alas para la realización del tablero completo. El ancho varía desde 43,5 metros NAV (North Approach Viaduct) a 32,5 metros (puente central atirantado), manteniéndose prácticamente constante durante todo el tramo principal.

Los carros de voladizos-sucesivos se izaron unidos en cola mediante viga centradora y posteriormente se desconectaron para permitir el avance en voladizo de los encofrados en ambos sentidos. Dicha unión de carros en izado se realizó para habilitar una plataforma de hormigonado de la dovela 0, cuyo punto de anclaje durante el hormigonado se situó en la estructura de izado que soportaba el peso de los carros en elevación (2.450 kN cada carro).

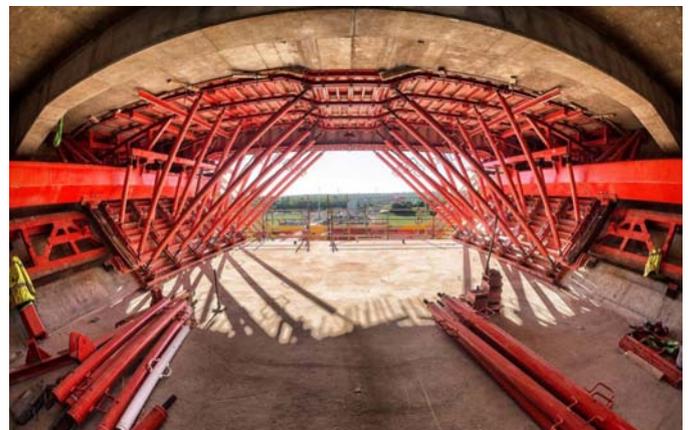
Los carros de voladizos-sucesivos llevan asociados una pareja de carros de encofrado interior que acompañan al exterior salvando las



Izado del FT en el pilón sur

estructuras de anclaje de los tirantes, generando la geometría del cajón, que varía según avance. Estos encofrados son auto-portantes y se lanzan hidráulicamente, igual que el carro exterior, avanzando 6 metros por semana. La particularidad del encofrado interior es su geometría flotante, ya que habilita el hormigonado de un segmento en una única fase.

Ambas estructuras de avance llevan encofrados-metálicos-modulares que permiten adaptarse a los anchos del tablero, y a su vez llevan sistemas hidráulicos que permiten el plegado de los paneles para el avance, y así evitar interferencias con las costillas a lo largo de todo el recorrido. El desencofrado del tablero se realiza por deformación de la estructura, evitando los movimientos de izado de cargas muy pesadas.



Encofrado interior en segunda puesta en pilar sur

156. INTERVENCIÓN EN EL PUEBTE SOBRE LA AVENIDA DEL MARQUÉS DE CORBERA EN MADRID

REFURBISHMENT OF THE VIADUCT OVER AV. MARQUÉS DE CORBERA, MADRID

Francisco Javier León González. Grupo de Hormigón Estructural. ETSICCP-UPM. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jl@he-upm.com

Juan Jesús Álvarez Andrés. DRAGADOS. Dirección Técnica. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jjalvarez@dragados.com

Cristina Cobo Rodríguez. DRAGADOS. Dirección Técnica. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. ccobor@dragados.com

Luis Sánchez Ripio. DRAGADOS. Jefe de Obra. Ingeniero Técnico de Obras Públicas. lsanchezr@dragados.com

Alberto Martín Galán. FHECOR Ingenieros Consultores. Jefe de Equipo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. amg@fhecor.es

Apoyos a media madera, bielas y tirantes, rehabilitación.

Gerber joints, strut-and-tie models, rehabilitation.

Se trata de una excelente estructura con esquema clásico de viga Gerber, muy frecuente en los puentes de mediados del s. XX. Su proyectista entendió, en sintonía con lo que se venía haciendo desde el s. XIX, que lo inteligente era disponer juntas y apoyos a media madera para resolver cómodamente el problema estructural y constructivo de estructuras de cierto porte, como este noble ejemplar. No se le puede reprochar a aquella generación de grandes ingenieros que la durabilidad fuera un problema 60 años después, periodo que sobrepasa la vida útil implícita de 50 años que ya empezaba a considerarse en las bases de proyecto vinculadas a los métodos semi-probabilistas.

Las juntas, en coincidencia con los apoyos a media madera situados hacia los quintos de la luz del tramo principal, dejaron pasar el agua y la suciedad, dando lugar a una corrosión preferente de las armaduras en esa zona tan delicada.

La inspección de la estructura confirmó la gravedad aparente de los daños, de forma que al proyecto y a su ejecución se les dio prioridad frente a otras actuaciones que DRAGADOS tenía encomendadas en el

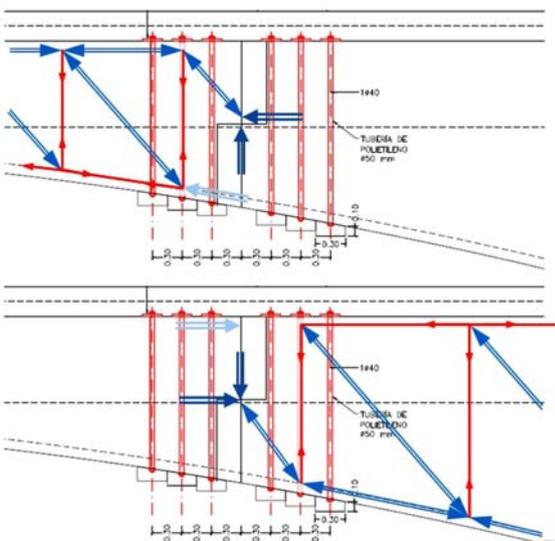


Figura 1. Esquemas de bielas y tirantes para justificar que la única armadura necesaria era la vertical



Figura 2. Imagen del puente tras su acondicionamiento

contexto de su contrato de acondicionamiento de obras de paso propiedad del Ayuntamiento de Madrid.

En esta ponencia se presenta el aspecto de más interés técnico del proyecto y de la obra que fue el de entender cómo estaba funcionando la estructura, en qué medida se corrían riesgos inducidos por la propia ejecución de los trabajos, y de qué manera debía optimizarse y secuenciarse la ejecución de la rehabilitación.

En la figura 1 se presenta el esquema de bielas y tirantes dibujado para entender por qué

a) era esencial asegurar el contacto (que se venía dando de facto desde hacía muchos años) entre el tramo biapoyado y el tramo en voladizo, con el fin de asegurar el paso de las reacciones recíprocas y entender que no era esencial la armadura longitudinal; y

b) que el talón de Aquiles estaba en la deficitaria y deteriorada armadura vertical, hasta el punto de que la solución pasaba claramente por la disposición de barras verticales pretensadas (con el solo propósito de asegurar su inmediata entrada en carga para las cargas posteriores a la actuación, de mínimos, por otra parte).

En la figura 2 se muestra la apariencia final de la obra, en la que se llevaron a cabo labores no menos meritorias pero más convencionales de reparación.

161. ANÁLISIS DE UN CASO DE INESTABILIDAD LATERAL DE UNA VIGA DE HORMIGÓN PRETENSADO DE GRAN LUZ EN FASE DE IZADO

STUDY CASE OF A LATERAL INSTABILITY PROBLEM OF A LONG PRESTRESSED CONCRETE GIRDER DURING LIFTING

Albert de la Fuente Antequera. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesor Lector. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. albert.de.la.fuente@upc.edu

Sergio Pialarissi Cavalaro. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesor Agregado. Dr. Ingeniero Civil. sergio.pialarissi@upc.edu

Jesús Miguel Bairán García. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesor Agregado. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jesus.miguel.bairan@upc.edu

Inestabilidad lateral, torsión, izado, hormigón pretensado, vigas esbeltas.

Lateral instability, torsion, lifting, prestressed concrete, long girders.

Los avances en la tecnología del hormigón, sistemas de refuerzo y maquinaria de transporte y elevación están permitiendo la fabricación de vigas de hormigón pretensado de mayores longitudes y, a su vez, incrementar la competitividad de estas frente a otras alternativas para la ejecución de puentes. El peso de éstas, sin embargo, debe minimizarse con el fin de alcanzar un óptimo económico entre los costes de transporte e izado y la longitud deseada. A tal fin, la tendencia establecida consiste en aumentar la longitud de las vigas minimizando el ancho de las alas o, simplemente, emplear las mismas secciones recogidas en los catálogos de prefabricados incrementando la fuerza de pretensado para hacer frente a los requerimientos tensionales en fases transitorias y de servicio. En consecuencia, las vigas están sujetas a una reducción notable de la rigidez lateral y, por tanto, son más vulnerables fenómenos de inestabilidad lateral en fases transitorias (transporte e izado principalmente). En este sentido, ya se han descrito varios accidentes debido a este procedimiento de optimización.

Por otra parte, las recomendaciones recogidas en las distintas guías de diseño y normativas en referencia a los problemas de inestabilidad lateral (que principalmente acotan superiormente la combadura lateral previa a llevar a cabo cualquier operación de transporte o izado) pueden estar del lado de la inseguridad en vigas esbeltas y con inercia lateral insuficiente. Por este motivo, organismos como el ACI y la fib ya han formado comités para estudiar estos aspectos y proponer nuevas limitaciones.

El objetivo de esta comunicación es presentar un caso real de una viga de 45,0 m con sección doble T de hormigón pretensado que, en fase de izado, estuvo sujeta a grandes deformaciones laterales y fisuración a causa de un fenómeno de inestabilidad lateral (fig. 1). Esta



Figura 1. Configuración deformada de la viga en fase de izado

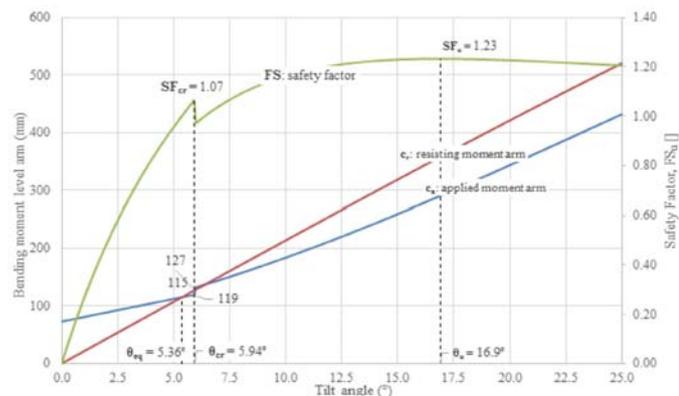


Figura 2. Factor de seguridad frente a la fisuración (SF_{cr}) y a la rotura (SF_u) en función del ángulo giro

viga cumplía los requisitos establecidos en las normativas de referencia; sin embargo, su inercia lateral resultó insuficiente para hacer frente a la imperfección inicial existente y tuvo que ser remplazada. Se lleva a cabo un estudio numérico en el que se evalúan los coeficientes de seguridad frente a la fisuración (SF_{cr}) y a la rotura (SF_u) (fig. 2) en fase de izado y se establece un conjunto de conclusiones extrapolables a otros casos similares.

165. PUENTE DE DOVELAS PREFABRICADAS CONSTRUIDO POR EL MÉTODO DE VOLADIZOS SUCESIVOS RA-186 KUWAIT

SEGMENTAL PRECAST CANTILEVER BRIDGE IN RA-186 KUWAIT

Antonio Jiménez Sánchez-Jáuregui. Mekano4. Director de Ejecución en Oriente Medio. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

ajimenez@mekano4.com

Germán Barés Lucindo. Mekano4. Jefe de Obra. Ingeniero Técnico de Obras Públicas. gbares@mekano4.com

Carlos Blasco García. Mekano4. Director de Ejecución. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cblasco@mekano4.com

Raimon Rucabado Jiménez. Mekano4. Director de Proyectos Especiales. Ingeniero Civil. rucabado@mekano4.com

Segmentos prefabricados, voladizos compensados, postesado, control geométrico, Kuwait.

Precast segments, balanced cantilever, post-tensioning, geometrical control, Kuwait.

INTRODUCCIÓN

La construcción del puente RA-186 en la ciudad de Kuwait fue realizado por MK4 mediante el método de voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas.

DESCRIPCIÓN

Se trata de un puente de 760 metros, con 224 segmentos izados.

Tiene dos partes diferenciadas: la primera es la construcción de las dovelas en la planta de prefabricados. La dovella prefabricada tiene dos ventajas respecto a las realizadas "in situ": una es el plazo de ejecución del puente, ya que las dovelas que conforman el tablero se pueden ir haciendo al mismo tiempo que se realiza la subestructura y la segunda es un mejor control del acabado mismo. En esta fase es muy importante realizar un adecuado control de calidad y geométrico de la dovella.

La segunda parte, es la ejecución del puente mediante el sistema de voladizos compensados. Para ello es necesario, en el inicio, instalar una dovella en cada lado la T de la pila que nos permita anclar en ella la estructura de izado de las posteriores dovelas (carro de izado). Para el izado de esta primera dovella MK4 diseñó una estructura metálica auxiliar denominada clamping. La colocación de las dos primeras dovelas es de vital importancia porque de ella dependerá el correcto posicionamiento de las siguientes dovelas a izar.

Posteriormente, se instala el carro de izado en las dos primeras dovelas ya colocadas. Éste nos permite ir izando dovelas a cada lado de la pila de forma compensada. El carro posee unos gatos hidráulicos huecos que izan la dovella mediante unas barras de pretensado conectadas a las mismas. Una vez levantada la dovella, ésta se une a la anterior mediante unas barras de postesado provisional y un postesado



Vista General del izado de las primeras dovelas con clamping



Vista General del izado de dovelas con carro de izado

superior longitudinal que va consiando las dovelas ya erectadas. Posteriormente, se mueve el carro para realizar la siguiente fase. Este procedimiento permitió colocar hasta ocho dovelas de forma compensada en cada lado de las pilas. A partir de la octava dovela fue necesaria la instalación de una torre metálica para poder completar seis dovelas que no estaban compensadas.

Durante las diferentes fases de ejecución se realizó un exhaustivo control topográfico que tuvo en cuenta los diferentes estados de deformación: instalación del carro, izado de dovelas, introducción de las fuerzas de compresión debido al postesado y movimiento del mismo.

Finalmente, una vez finalizados todos los izados, se realizó el tesoado de continuidad del puente mediante tendones situados en la parte inferior del puente.

169. PASARELAS BANDA TESA SOBRE EL RÍO TAJO EN TOLEDO

STRESS RIBBON FOOTBRIDGES OVER THE TAJO RIVER IN TOLEDO

Alejandro Bernabeu Larena. Bernabeu Ingenieros. Director.
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. abl@bernabeu.net
Isabel Sáez Alonso. Bernabeu Ingenieros. Responsable de Proyecto.
Arquitecta, Máster Estructuras. isa@bernabeu.net

Banda tesa, pasarelas, río Tajo.

Stress ribbon, footbridge, Tajo river.

La ponencia presenta tres pasarelas banda tesa que forman parte del proyecto de integración del río Tajo en la ciudad de Toledo, de Burgos y Garrido arquitectos.

Las pasarelas conectan las dos márgenes del río, una de ellas accesible desde Toledo, y la otra mucho más rústica y abrupta, con un importante desnivel entre ambas. Otros requisitos importantes eran el respeto de la línea de avenida de 500 años, situada muy por encima del nivel actual de agua, y evitar la disposición de pilas en el río. Teniendo en cuenta estos requerimientos, y la intención arquitectónica de mantener la estructura lo más próxima posible al nivel de agua y de evitar grandes estructuras, llevó a considerar estructuras banda tesa.

Uno de los principales condicionantes de diseño fue la elección de una localización y un trazado adecuados de las pasarelas, en planta y en alzado, que minimizaran la máxima luz, teniendo en cuenta que la posición del río es excéntrica respecto al eje de las pasarelas, lo que impidió que la solución de disponer una pila intermedia en una de las márgenes resultara favorable, al dividir la pasarela en dos vanos muy desiguales.

Las tres pasarelas tienen por lo tanto un único vano, de 106 a 132 metros, con una relación luz/flecha de casi 65. Están formadas por una pareja de cables catenaria, y un tablero de hormigón de 27 cm de canto, formado por dovelas prefabricadas, posteriormente postesadas, a fin de controlar la aparición de tracciones y garantizar la continuidad estructural, mejorando el comportamiento dinámico de la estructura.

Al realizarse la transferencia de cargas en las estructuras banda tesa mediante fuerzas axiales y siendo la pendiente de la catenaria muy suave, las reacciones horizontales resultantes en los estribos son muy importantes, y requieren sistemas de cimentación especiales.

En este caso se resolvieron de manera diferente en ambas márgenes, conforme a la diferente localización del nivel de granito en cada caso. En la margen izquierda el granito se encuentra muy superficial, y los



Pasarela banda tesa sobre el río Tajo en Toledo. Vista general



Pasarela banda tesa sobre el río Tajo en Toledo. Vista desde la pasarela

esfuerzos horizontales se pueden transferir directamente mediante un sistema de anclajes postesados. En la otra margen, sin embargo, el granito se sitúa a una profundidad mucho mayor, y tuvo que disponerse un sistema de micropilotes inclinados, que transfieren el conjunto de cargas, verticales y principalmente horizontales. Este sistema produce un cierto desplazamiento horizontal del estribo, que debe ser tenido en cuenta, al modificar la geometría de la catenaria.

177. PUENTE SOBRE EL RÍO PACHITEA EN PUERTO INCA, PERÚ

BRIDGE OVER THE PACHITEA RIVER, PERU

Juan Luis Bellod Thomas. Cesma Ingenieros, S.L. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cesma@cesmaing.com

David Sanz Cid. Cesma Ingenieros, S.L. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cesma@cesmaing.com

Peter Tanner Furrer. Cesma Ingenieros, S.L. Ingeniero de Caminos. MSc ETH, Zürich; Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cesma@cesmaing.com

Diego Aita Santos. Cesma Ingenieros, S.L. Delegación de Perú. Ingeniero de Obras Públicas. cesma@cesmaing.com

Atirantamiento extrasdosado, tablero mixto, unión pilono-tablero, proceso constructivo, condicionantes externos.

Extradosed stay bridge, composite deck, pylon-deck connection, constructive procedure, external conditioning factors.

El puente sobre el río Pachitea se sitúa al final de la ruta departamental HU-106 uniendo la capital de la provincia de Puerto Inca con el resto de la región, permitiendo el cruce del río que hasta el momento se llevaba a cabo por medio de embarcaciones y presentando una alternativa al actual transporte fluvial de mercancías.

La estructura, de 356 m de longitud total, presenta un tablero de ancho 14,25 m y canto constante en toda la longitud del puente, así como un atirantamiento extrasdosado, formado por cuatro parejas de tirantes rígidos de acero con sección troncopiramidal, dos de ellos sustentando el vano principal de 180 m de luz y los otros dos, anclados a los vanos laterales de 88 m de luz. Los tirantes quedan unidos a los pilonos en su coronación a 27 m sobre el tablero, presentando éstos configuración en diamante. Los pilonos se definen con hormigón armado bajo el tablero y metálicos sobre el mismo para compatibilizar la unión con los tirantes rígidos.



Estructura metálica del Puente sobre el río Pachitea una vez finalizado el lanzamiento



Lanzamiento de la estructura metálica del puente

La sección transversal se compone de dos cajones longitudinales laterales, a los que se unen los tirantes, con 3,5 m de canto, 1,3 m de ancho y almas inclinadas hacia el interior, unidos entre sí por medio de vigas transversales separadas cada 4 m, con canto variable de 0,82 m a 1 m. Sobre éstas se dispone la chapa colaborante junto con el vaciado de concreto para completar la losa de concreto armado, de 0,25 m de espesor constante en la zona de calzada y arcones, y de 0,4 m en los 2,2 m laterales, correspondientes a las veredas y a la zona de barreras.

199. VIADUCTO DE VALDETRAVIESO EN LA LAV MADRID-EXTREMADURA

VALDETRAVIESO VIADUCT IN THE HSRL MADRID - EXTREMADURA

Francisco Millanes Mato. IDEAM, S.A. Presidente. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. francisco.millanes@ideam.es

Luis Matute Rubio. IDEAM, S.A. Director General. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luis.matute@ideam.es

Pablo Solera Pérez. IDEAM, S.A. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pablo.solera@ideam.es

Hormigón pretensado, autocimbra, pila en delta.

Steel structure, truss, fatigue, nodes, welding.



Vista panorámica del Viaducto sobre el arroyo de Valdegravieso

En el tramo entre Casas Millán y Cañaverall de la LAV Madrid-Extremadura se encuentra como obra principal el viaducto de Valdegravieso, cuya longitud total es de 1.596 m, con una luz tipo de 48 m y vanos laterales de 30 m. El tablero tiene sección cajón de hormigón pretensado con la anchura habitual de plataforma de 14 m y su canto es de 3,44 m.

Dada la longitud del viaducto y la ausencia de juntas intermedias, se requiere la disposición de un punto fijo próximo al punto medio del viaducto que reduzca la longitud dilatante a unos 800 m que permiten juntas convencionales en puentes de ferrocarril de hormigón. Se ha dispuesto dicho punto fijo en la pila P16 que se diseña en delta con ángulo de 60° con la horizontal de las patas de sección rectangular hueca. Para reducir las fuerzas horizontales transmitidas al terreno por la pila en delta se unen las zapatas de ambas patas mediante unas vigas riostras.

El resto de las pilas son corrientes con sección rectangular hueca de canto variable en ambas direcciones alcanzando una altura máxima de 58 m de altura. Los estribos se proyectan en caja con dos tabiques intermedios en longitudinal y longitud de unos 20 m que permiten albergar aparatos de dilatación de vía.

El proceso constructivo del tablero es el habitual para este tipo de viaductos de gran longitud y alturas elevadas mediante cimbra autolanzable. La autocimbra empleada es inferior y apoya en la pila en su apoyo delantero y cuelga del tablero a 1/5 de la luz en su apoyo trasero para la construcción de cada fase.

Para reducir los plazos de ejecución la sección transversal se hormigona en dos fases que corresponden a la sección formada por almas, tabla inferior y voladizos más una pequeña parte de la losa superior entre almas, dejando una segunda fase de hormigonado de la zona restante entre almas que se reduce al mínimo que permite retirar los encofrados interiores del alma posteriormente.



Cimbra autolanzable al paso sobre la pila delta durante la construcción del tablero

El pretensado del tablero se dispone en tres familias diferentes optimizando su cuantía: el pretensado parabólico en las almas, el pretensado de sombrero en la losa superior en la zona sobre pilas, y el pretensado de continuidad centrado en la sección al disponerlo en losa superior e inferior y que compensa la tracción acumulada en el tablero debido a las fuerzas longitudinales (viento longitudinal, rozamiento de teflones, frenado).

201. EL VIADUCTO MIXTO DE SIGÜÉS EN LA AUTOPISTA A-21

THE COMPOSITE STEEL AND CONCRETE VIADUCT OF SIGÜÉS IN THE A-21 HIGHWAY

Luis Matute Rubio. IDEAM, S.A. Director General. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luis.matute@ideam.es

Miguel Ortega Cornejo. IDEAM, S.A. Director de Ingeniería. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. miguel.ortega@ideam.es

Helder Figueiredo Sousa. IDEAM, S.A. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. helder.figueiredo@ideam.es

Juan Luis Mansilla Domínguez. IDEAM, S.A. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. juanluis.mansilla@ideam.es

Joao Adao da Fonseca. ADF Engenharia Consultores. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

joao.adaodafonseca@adfconsultores.com

Cajón mixto, doble acción mixta, jабalcones transversales, fatiga.

Composite box girder, double composite action, transverse struts, fatigue.

El viaducto mixto de Sigüés se ubica en la autovía A-21 entre Pamplona y Jaca, en Zaragoza, junto a la localidad de Sigüés. El viaducto de 989 m de longitud total cruza el valle del río Escá, que en un futuro quedará inundado por el recrecido de la presa de Yesa.

El viaducto de 25,30 m de ancho aloja la doble calzada de la autopista con dos carriles por sentido de 3,5 m cada uno, arceles interiores de 1,5 m, amplios arceles exteriores de 2,5 m y barreras laterales de 0,65 m. Los 989 m de longitud se sitúan en una curva de radio constante de 1.500 m con un peralte transversal del 4,775% y las pilas tienen alturas que varían entre 16 y 40 m. El tablero se ha resuelto con un único cajón mixto continuo con doble acción mixta en las zonas de negativos sobre pilas con una distribución de luces de 64,5+10 ± 86,0 m + 64,5 m (fig. 1).

El tablero mixto se compone de un cajón metálico de 3,00 de canto constante, con la sección transversal inclinada según el peralte del trazado, con una esbeltez de metal 1/28,67, un ancho de 7,0 m en su base y 8,50 m de anchura entre ejes de almas en las platabandas superiores. A ambos lados del cajón se disponen costillas transversales con jабalcones metálicos cada 5,375 m, coincidiendo con las celosías transversales del cajón mixto, aumentando la anchura de la estructura metálica 6,75 m a cada lado.

La losa superior se resuelve con prelosas isostáticas que flectan en sentido longitudinal apoyadas entre dos costillas en las zonas de voladizos y entre dos montantes transversales de las celosías del interior del cajón. Sobre las prelosas en celosía se ejecuta in situ la losa superior con un espesor total de 25 cm.

En las zonas de negativos sobre pilas se dispone una losa de fondo conectada al cajón materializando la doble acción mixta.

En el artículo completo se describirán los principales detalles de la estructura metálica, el funcionamiento estructural del cajón y las costillas con jабalcones laterales, así como el proceso constructivo seguido para la ejecución del viaducto (fig. 2).

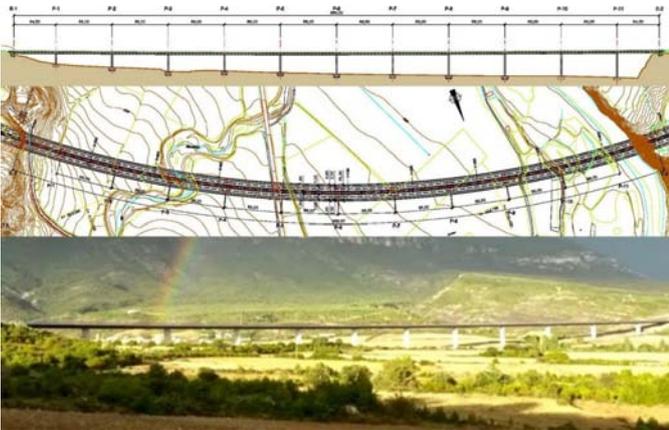


Figura 1. Alzado, planta y vista del viaducto construido



Vista general del puente

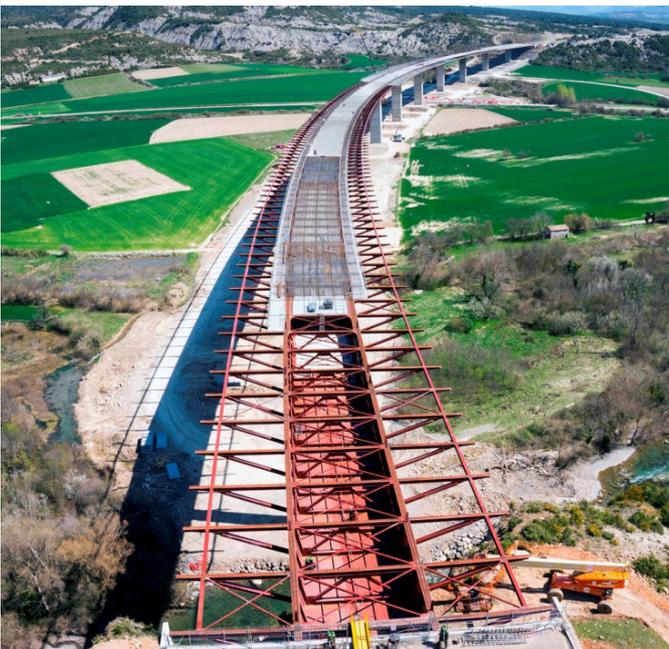


Figura 2. Vista del viaducto en ejecución

203. VIADUCTO EN LA MA-30 EN LOS ACCESOS A PALMA DE MALLORCA

MA-30 OVERPASS IN PALMA DE MALLORCA ACCESS

Juan Luis Bellod Thomas. CESMA Ingenieros, S.L. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cesma@cesmaing.com

David Sanz Cid. CESMA Ingenieros, S.L. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cesma@cesmaing.com

Estructura mixta, anchos de tablero, detalles constructivos, funcionalidad, uniformidad visual.

Composite structure, deck width, construction details, functionality, visual uniformity.

La estructura, formada por cuatro tableros independientes, tres de ellos destinados al tráfico de vehículos reservándose el último como carril bici, se sitúa en las inmediaciones de Palma de Mallorca, en el

Término Municipal de Marratxí, salvando la carretera Ma-13 y la línea M2 del Metro de Palma. Los cuatro tableros son mixtos, empotrados a estribos y pilas, con tres vanos con luces de 25 m los laterales y de 35 m el central, siendo sus anchos variables en los dos primeros casos de 20,6 m a 16,4 m y de 20,5 m a 15,8 m, mientras que los dos últimos presentan un ancho constante igual a 11,3 m y de 4,5 m según el caso. A pesar de la diferencia de anchuras de cada uno de los tableros, se mantiene la uniformidad visual en la definición de todos ellos mediante la disposición como elementos resistentes de cajones metálicos de iguales dimensiones en todos los casos. Así, el ancho de los cajones es de 1,5 m definiéndose almas verticales de 0,65 m de canto, variando únicamente el número de elementos a disponer por tablero, que fue de 3 en los dos primeros, de 2 en el tercero y de 1 en el caso del tablero para paso de bicicletas. Por otra parte, todos los cajones son abiertos con platabandas superiores de 0,4 m de ancho salvo los centrales de los dos primeros tableros, que son cerrados. La losa superior presenta un canto de 0,25 m y se construye sobre prelasas.

Las pilas, una por cajón, son metálicas, con geometría en "V" y se definen mediante una sección cajón de ancho 0,6 m y canto variable entre 0,6 y 0,8 m. Su cimentación es directa mediante zapatas corridas, definiéndose una zapata por tablero. Por su parte los estribos se definen mediante vigas de canto variable para acomodar el peralte, que simultáneamente materializan el empotramiento del tablero y el encepado que agrupa la cabeza de los pilotes. Para contener las tierras se disponen muros de suelo reforzado.



Vista de las pilas metálicas en V y su unión con los cajones metálicos del tablero

209. NUEVA PASARELA EN EL PUERTO DE MELILLA

NEW FOOTBRIDGE IN THE PORT OF MELILLA

Luis Carrillo Alonso. Acciona Ingeniería S.A. Ingeniero Jefe de Proyecto. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luis.carrillo.alonso@acciona.com

Mariano Martín Cañueto. Acciona Ingeniería S.A. Jefe Departamento Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mariano.martin.canueto@acciona.com

Pasarela, tablero prefabricado, marquesina, pasillos rodantes, topes sísmicos.

Footbridge, precast girder, Steel roof, moving walks, shear keys.

Con el objetivo de optimizar los movimientos del pasaje, la Autoridad Portuaria planteó una serie de mejoras en la Dársena Villanueva. Una de ellas consistía en ejecutar una pasarela elevada que permitiera la circulación peatonal desde la zona de desembarque hasta la Nueva Terminal.

La nueva estructura debía contar con una sección que diera cabida a un pasillo para circulación peatonal y espacio suficiente para la futura instalación de unos pasillos rodantes. El ancho de la sección estructural finalmente necesaria sería así de 4,50 m.

El desarrollo longitudinal propuesto requería de una estructura que contornease todo el muelle, quedando conformada por 2 tramos independientes conectados por otro intermedio de 31,04 m de luz. La distribución de luces planteada fue de: 13,55 + 26,15 + 26,15 + 25,27 m para el primer tramo que comenzaba en la Nueva terminal, y de 5 × 25,15 + 25,97 + 9,50 m para el segundo tramo.

A la vista de los condicionantes geométricos anteriores, ante la necesidad de poder contar con una solución que permitiera la futura instalación de los pasillos y dada la limitación, que el mantenimiento de la operatividad del muelle imponía, tanto del plazo de ejecución como de la afección en superficie a causar, se decidió que la mejor alternativa en este caso era el uso de vigas artesa prefabricadas para conformar el tablero. Así, la pasarela se compondría de una serie de tramos isostáticos apoyados sobre pilas con fuste rectangular macizo y capitel piramidal invertido. La conexión final con el edificio del parking se proyectó mediante un tramo en losa ejecutada "in situ" sobre cimbra.



Tramo final de conexión a edificio parking



Vista general

Las principales singularidades de la estructura se deben a su ubicación sobre un muelle y por la necesidad de compatibilizar los elementos prefabricados con los requerimientos impuestos, en concreto:

- Siendo todas las cimentaciones proyectadas mediante zapatas apoyadas directamente sobre los rellenos del trasdós del muelle, en algún caso fue necesario realizar una mejora del terreno de cimentación con pilotes de mortero.
- La necesidad de incorporar unos rehundidos en el fondo de las artesas donde alojar los topes sísmicos, sin interferir en el trazado de los cables de pretensado.
- La ejecución de unos cajeados en la losa de compresión que permitiera la instalación de los fosos de los pasillos. Estos cajeados debían quedar cerrados provisionalmente.
- Para proteger tanto a los peatones como a los pasillos, se proyectó una marquesina metálica de cierre que debía ser fácilmente desmontable para permitir la colocación de los pasillos.

212. EMPUJE CON DOBLE CURVATURA, PLANTA Y ALZADO EN VIADUCTO DE LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD ORENSE-MONFORTE-LUGO, VARIANTE SAN JULIÁN

INCREMENTAL-LAUNCHED VIADUCT WITH DOUBLE CURVATURE, PLAN AND ELEVATION, IN HIGH SPEED LINE-LUGO MONFORTE ORENSE, SAN JULIAN VARIANT

Marta Pérez Escacho. Ferrovial-Agroman S.A. Jefa de Equipo en Área Estructuras de Obra Civil. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. mpescacho@ferrovial.com

Carlos J. Bajo Pavía. Ferrovial-Agroman S.A. Jefe de Área de Estructuras de Obra Civil. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. carlos.bajo@ferrovial.com

Juan Sevillano Gacho. Ferrovial-Agroman S.A. Ingeniero en Área Estructuras de Obra Civil. Ingeniero Civil. jsevillano@ferrovial.com

Alta Velocidad, empuje, doble-curvatura, descenso de apoyos.

High Speed, launching, double-curvature, support descent.

El proyecto de la Nueva Línea de Alta Velocidad Orense-Monforte-Lugo, Variante de San Julián, ha precisado de la construcción de dos viaductos empujados, 630 metros y 590 metros de longitud total respectivamente.

Estas estructuras, resueltas mediante tablero continuo de hormigón postesado con sección cajón unicelular de 3,65 metros de canto y almas

inclinadas, presentan un ancho de plataforma de 13,50 metros y una distribución de vanos de $40 + 11 \times 50 + 40$ y $40 + 10 \times 51 + 40$.

Ambas estructuras se construyeron y empujaron desde uno de los estribos, mediante empuje secuencial de dovelas de longitud tipo, 25,00 a 25,50 metros según el tablero, y cuatro extremas de longitud especial. Adicionalmente a los procesos de empuje convencionales, para el caso de la estructura de 590 metros fue necesario plantear una estrategia de lanzamiento que permitiera empujar un tablero con alineación curva en planta y una rasante mixta, alzado recto en los primeros vanos y acuerdo parabólico convexo en los restantes. El procedimiento finalmente seleccionado requirió establecer en una primera fase una trayectoria transitoria de empuje, curva en planta y alzado, compatible con una posterior rectificación de cota a nivel de apoyos. El procedimiento secuencial de descenso de apoyos llevado a cabo tras el empuje del tablero involucró 30 gatos de pequeñas dimensiones instalados en grupos de tres pilas, y consiguió situar la estructura conforme a las cotas establecidas en la rasante de diseño, logrando de esta forma mínimas variaciones en el espesor teórico de balasto.

En ambas estructuras el postesado del tablero se organizó en dos grupos. El primero correspondiente al postesado de lanzamiento e instalado tras el proceso de fabricación del segmento en el parque, fue diseñado de forma que su resultante estuviera centrada y dotase a la estructura de capacidad suficiente para resistir solicitaciones propias de las fases de empuje. El segundo grupo, pretensado exterior con anclajes en diafragmas de pila y desviadores en riostras intermedias e instalado antes del cambio de apoyos, fue diseñado para complementar al anterior de forma que ambos conjuntamente resistieran las solicitaciones propias de la fase de servicio.

Para el paso de los cables por las riostras se realizaron desviadores conformados en chapa metálica para la primera estructura, mientras que en la segunda se definieron y ensayaron nuevos desviadores tri-dimensionales de poliestireno, cuya mejora permitió establecer una superficie curva uniforme con el propio hormigón de la riostra evitando puntos de concentración de carga en el paso de los cables.



Vista lateral en fase inicial de empuje

213. DOS CASOS ESPECIALES DE SUSTITUCIÓN DE APOYOS

TWO CASES OF SPECIAL BEARING REPLACEMENT

Albert Bailo Fernández. Mekano4. Responsable de Oficina Técnica. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. abailo@mekano4.com
 Sergio Moreno Rodríguez. Mekano4. Responsable de Producto. Ingeniero Mecánico e Industrial Superior. smoreno@mekano4.com
 Mariela Cordero Verge. Mekano4. Responsable I+D. Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. mcordero@mekano4.com
 Rafael de la Sotilla Clarasó. Mekano4. Director General. Ingeniero Civil. rsotilla@mekano4.com

Sustitución de apoyos, ganeo, apoyo pot, hidrocorte, Riadh.

Bearing replacement, jacking, pot bearing, hydro-cutting, Riyadh.



Vista lateral del viaducto terminado

Mekano4 se encarga de extraer y reemplazar los apoyos inoperativos tipo pot para así extender la vida útil de dos puentes existentes (Exit 23 y Gulf Bridge en Riyadh, KSA). Debido a desplazamientos sufridos mayores a los calculados por proyecto, los apoyos quedaron inoperativos, por lo que necesitan ser extraídos y reemplazados para garantizar que el puente recupere su capacidad estructural. La superestructura se levantará para poder reemplazar los apoyos pot. Se presentan dos casos de reemplazo de apoyos diseñados por Mekano4.

En el primero, este artículo presenta las etapas llevadas a cabo para reemplazar los apoyos del puente Hijaz Road Interchange – Exit 23. Este puente tiene dos apoyos por pila, los cuales tienen que ser reemplazables. Las pilas son a media madera por lo cual la complejidad para levantar dichos apoyos viene dado por el limitado espacio del que se dispone. Debido a este factor condicionante, se han considerado los siguientes parámetros: utilizar Euronorma, en vez de AASTHO; mejora de materiales y utilización de técnicas de hidrocorte para colocar los nuevos pernos, siendo las técnicas de perforación estándar imposibles de aplicar debido al limitado espacio existente. Para el proceso de levantamiento se utilizarán una o dos torres temporales en función de cada vano, y dos gatos hidráulicos por apoyo. Durante la sustitución de los apoyos definitivos, el tablero estará sostenido por dos apoyos elastoméricos temporales montados en las mismas torres.



Figura 1. Exit 23

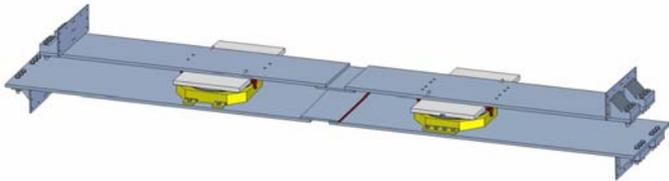


Figura 2. Gulf Bridge

En el segundo, el artículo muestra los pasos llevados a cabo en el Gulf Bridge. En este caso, igual que en el anterior, los apoyos son también a media madera, pero aquí el gálibo es ligeramente superior, por lo que se aplica normativa AASTHO, que da lugar a apoyos de dimensiones superiores a los diseñados según Eurocódigo. Debido a que las placas existentes se encuentran embebidas en el hormigón y no son reemplazables, no es posible la utilización de los pernos existentes. Además, la normativa no permite la utilización de placas que trabajen por fricción, por lo que se propone utilizar camisas de acero ancladas en sus extremos, tanto en cabeza de pila como en tablero, para la transmisión de los esfuerzos horizontales, especialmente las derivadas del sismo. Para proceder al levantamiento se utilizará una estructura adicional, ya que la geometría del tablero en su parte inferior es curva, debajo de la cual se dispondrán de dos gatos hidráulicos por apoyo que descansan sobre dos torres temporales metálicas.

214. MANIOBRA DE EMPUJE DEL VIADUCTO DE APROXIMACIÓN NORTE DEL PUENTE QUEENSFERRY CROSSING

LAUNCHING MANEUVER FOR THE APPROACH VIADUCT NORTH OF THE QUEENSFERRY CROSSING BRIDGE

Enrique Martí Bandrés. Mekano4, S.A. Investigación y Desarrollo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. emarti@mekano4.com
Germán Barés Lucindo. Mekano4, S.A. Jefe de Obra. Ingeniero Técnico de Obras Públicas. gbares@mekano4.com
Raimon Rucabado Jiménez. Mekano4, S.A. Director de Proyectos Especiales. Ingeniero Civil. rucabado@mekano4.com
Rafael de la Sotilla Clarasó. Mekano4, S.A. Director General. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. rsotilla@mekano4.com



Maniobra de izado del mástil del atirantamiento



Tablero del AVN durante el empuje

Procedimientos constructivos, construcción de puentes, empuje de puentes, heavy lifting, tirantes provisionales.

Construction methods, bridge construction, bridge launching, heavy lifting, temporary stays.

El Forth Replacement Crossing, luego rebautizado como Queensferry Crossing, es el nuevo puente de 2,7 km que cruza el estuario del Forth, cerca de Edimburgo, Escocia. Uno de los tramos de este puente es el denominado Viaducto de Aproximación.

219. CONSTRUCCIÓN DE UN TÚNEL BAJO UN PUENTE HISTÓRICO DEL SIGLO XVII EN LIMA (PERÚ) MEDIANTE OPERACIÓN HEAVY-LIFTING

HEAVY LIFTING OPERATION TO BUILD A TUNNEL UNDER AN HISTORICAL C.XVII-TH BRIDGE IN LIMA (PERU)

José Luis Sánchez Jiménez. TYPSA. Director de Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jlsanchez@typsa.es
Álvaro del Cuvillo M. Ridruejo. TYPSA. Jefe de Sección Departamento Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. adelcuvillo@typsa.es

Eduardo Torralba Bozzano. TYPESA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. etorralba@typsa.es
 Xavier Torelló Ciriano. TYPESA. Jefe de Estructuras Catalunya. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. xtorello@typsa.es

Puente-histórico, heavy-lifting, apeo, asiento, sismicidad.

Historical-bridge, heavy-lifting, apeo, asiento, sismicidad.

La Línea Amarilla es una autopista urbana de 10 km de longitud que se construye en régimen de concesión en Lima, Perú. Para evitar la afección paisajística al centro histórico de la ciudad la vía transcurre en túnel de 1,8 km bajo el cauce del río Rímac.

La construcción de este túnel, sección cajón bicelular, implica el cruce bajo la cimentación del Puente de Trujillo, un puente arco de piedra del siglo XVII con luces de 10 m y ancho de pilas de 6 m, con alto valor histórico y catalogado en el patrimonio cultural del Perú.

El ajuste del trazado obliga a apear simultáneamente la cimentación de dos de las cuatro pilas del puente histórico. La solución debe ser activa, compensando los movimientos que se producen. Se realiza un estudio de riesgos en función del asiento relativo entre dos pilas adyacentes, aplicando criterios clásicos de daño como Boscardin & Cording, contrastados con resultados de modelos numéricos. Se fija como máximo asiento relativo admisible 9 mm, que se corresponde con un daño imperceptible a la estructura, con un máximo operativo de 5 mm.

Se emplea un sistema de apeo provisional mediante micropilotes de 170 mm de diámetro para las dos pilas apeadas, cada una con un peso de 3000 t. Es preciso controlar la inestabilidad por pandeo de los micropilotes esbeltos, para lo que se disponen elementos de atado según progresa la excavación.

Un sistema de heavy-lifting con 37 gatos hidráulicos de 400 toneladas cada uno, sincronizados entre sí, soportan la carga y corrigen los asientos de las pilas. La transmisión de la carga de cada pila hasta los gatos se resuelve a través de seis vigas pretensadas transversales, excavadas manualmente en la cimentación del puente.

Para controlar el riesgo de la aparición de un sismo durante los cuatro meses de la ejecución, se ha dispuesto un sistema temporal de arriostramiento entre las pilas del puente histórico.

Toda la operación se ha realizado con desplazamientos por debajo de los 5 mm el asiento máximo en cualquiera de las pilas, sin que se haya detectado daño alguno a la estructura del puente. El asiento acumulado ha quedado compensado y corregido por la acción de los gatos hidráulicos.



Puente Trujillo apeado sobre micropilotes



Gatos hidráulicos para la maniobra heavy - lifting

El puente ha quedado finalmente apoyado sobre la estructura del túnel de hormigón armado, al que se le dota de shear-walls para garantizar un comportamiento rígido en eventos sísmicos.

220. LOS PUENTES DEL MTDC PARA NORTH TARRANT EXPRESS SEGMENT 3AN EN TEXAS, ESTADOS UNIDOS

MTDC BRIDGES FOR NORTH TARRANT EXPRESS SEGMENT 3AN PROJECT IN TEXAS, USA

Jaime Burón García. AECOM. Madrid Transportation Design Center. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jaime.buron@aecom.com

Wally R. Burns. AECOM. Transportation, Houston TX. P.E. wally.burns@aecom.com

Romina Granullaque Díaz. AECOM. Madrid Transportation Design Center. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. romina.granullaque@aecom.com

Andrzej Kaplon. AECOM. Madrid Transportation Design Center. Ms Civil Engineer. andrzej.kaplon@aecom.com

Juan Antonio Calvo Benítez. AECOM. Madrid Transportation Design Center. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. juanantonio.calvo@aecom.com

Prefabricado, puente de vigas, pila pórtico, optimización, AASHTO.

Precast, girder bridge, straddle-bent, optimization, AASHTO.

El proyecto North Tarrant Express (NTE) comprende un conjunto de mejoras de las autopistas del área metropolitana de Fort Worth/Dallas, la cuarta por número de habitantes de los EEUU. El proyecto pretende reducir los problemas de tráfico, mejorar la seguridad y anticiparse a las necesidades de desarrollo de uno de los condados más pujantes de la región. Los viales públicos se reordenarán para dar espacio a nuevos carriles de pago, ayudando a reducir tiempos de viaje.

El Madrid Transportation Design Center (MTDC), como parte del equipo de AECOM, ha sido responsable de la ingeniería de carreteras, estructuras y desvíos provisionales de los 5 km del tramo clave denominado 3AN, que incluye la remodelación del enlace de cuatro niveles entre las dos autopistas IH-35W&IH-820.



Puente 205 en ejecución para el cruce de la GP35-NB sobre Hodge Yard



Vista del enlace entre IH-35W y IH-820 en sentido norte

Los 22 puentes diseñados por el equipo del MTDC de AECOM se han resuelto con tableros de vigas prefabricadas en doble T, excepto los 3 puentes que cruzan sobre la playa de vías de HodgeYard, donde el uso de un tablero mixto de 70 m de longitud de vano mejora las condiciones de las operaciones ferroviarias.

En el enlace entre la IH-35W y la IH-820, los 8 “puentes conectores” diseñados por el MTDC de AECOM, con pilas de altura hasta 24 m y longitudes totales de hasta 1.015 m, son un buen ejemplo de los retos abordados durante las fases de diseño y construcción:

- Preponderancia de tipologías estructurales que favorecen el uso eficiente de elementos prefabricados. El empleo de las vigas Tx54 en los tableros de todo el enlace, y la limitación de luz máxima asociada, conlleva el planteamiento de una subestructura compleja y con gran variedad de soluciones.
- La estricta geometría resultante de los esfuerzos de optimización de trazados convirtieron al enlace en un complejo sistema de ejes interconectados en el que cualquier modificación de un elemento era susceptible de provocar cambios en los puentes restantes, incluyendo los 2 “puentes conectores” recientemente ejecutados como parte del tramo adjunto NTE-W.
- La coordinación precisa con los desvíos temporales de tráfico se convirtió en primordial, dada la importancia de mantener el tráfico durante la ejecución de las obras. El diseño de todo el conjunto considera además el futuro desarrollo vial, conocido como Ultimate Configuration.

El resultado es un ejemplo de éxito en el empleo de soluciones estructurales optimizadas, capaces de adaptarse a la naturaleza evolutiva de un enlace multinivel de primer orden y puestas al servicio de las redes de circulación en áreas de gran expansión.

225. EL VIADUCTO MIXTO SOBRE EL RÍO TAJO EN TALAVERA DE LA REINA

THE COMPOSITE STEEL AND CONCRETE VIADUCT OVER THE RIVER TAJO IN TALAVERA DE LA REINA

Francisco Millanes Mato. IDEAM, S.A. Presidente. Dr.Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. francisco.millanes@ideam.es
 Miguel Ortega Cornejo. IDEAM, S.A. Director de Ingeniería. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. miguel.ortega@ideam.es
 Daniel Martínez Agromayor. IDEAM, S.A. Director de Departamento de Puentes. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. daniel.martinez@ideam.es
 Pablo Solera Pérez. IDEAM, S.A. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pablo.solera@ideam.es
 Juan Luis Mansilla Domínguez. IDEAM, S.A. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. juanluis.mansilla@ideam.es

Estructura metálica, puente mixto, doble acción mixta, celosía, pretensado.

Steel structure, composite steel and concrete bridge, double composite action, truss, prestressing.

El viaducto sobre el río Tajo pertenece a la Variante Suroeste de Talavera de la Reina, Tramo Enlace actual con la N-V hasta el P.K. 122.5 (aproximadamente) de la N-502 al sur de Talavera.

El tramo principal continuo del viaducto, objeto de esta presentación, es el resultado de un proyecto modificado realizado por IDEAM para la empresa constructora SACYR mediante una estructura híbrida de 4 vanos y luces 27,75 + 56,25 + 114,00 + 55,75 m, salvando su vano central el cauce del río Tajo con un vano principal de 114 m de luz.



Montaje vano central



Alzado puente acabado

Los vanos 1, 2 y 4 junto con los 9,75 m de cada extremo del vano central (vano 3) se ejecutan con una sección cajón de hormigón pretensado, al poder cimbrarse contra el terreno, mientras que el tramo central del vano 3, de 94,5 m de longitud total, se ejecuta con una sección bijnaca mixta en cajón estricto, materializada por dos vigas laterales armadas con almas inclinadas y canto variable, con un cierre inferior no estructural en la zona a flexión positiva para hacer el tablero visitable para inspección y mantenimiento, y con doble acción mixta en la zona a flexión negativa cercana a las pilas. El cajón mixto estricto es distorsionable frente a acciones excéntricas, cerrándose el circuito de torsión únicamente en las zonas con doble acción mixta.

El empleo del tramo central del vano principal mixto facilita notablemente la ejecución sobre el río Tajo, al poder montarse la estructura metálica con grúas, evitando así el empleo de carros de avance por voladizos, que presentan un coste relativo muy importante.

En el artículo se explicarán los detalles de conexión entre el tramo con sección mixta y el cajón de hormigón pretensado, así como los detalles de las celosías de arriostramiento de vigas.

El proceso constructivo empleado para producir la menor afección posible al río Tajo, que se desarrollará con detalle en el artículo, ha consistido en:

- Ejecución de los vanos laterales de hormigón con cimbra cuajada.
- Colocación apeada de la estructura metálica de 9,75 m en cada extremo del tramo central, hormigonado de fondo y tesado de conexión con el cajón pretensado.
- Descimbrado y colocación con grúas del tramo central metálico de unos 50 m de longitud y soldadura en continuidad de estructura metálica.
- Colocación de prelosas, ferrallado y hormigonado de losa superior.
- Acabados.
- Cimentaciones complejas con un alto número de pilotes y geología mixta combinando suelo disgregado con grandes bolos.
- Como condicionante constructivo es la ejecución sobre la Central Eléctrica EGASA con una distribución de luces de hasta 157 m para salvar la afección.
- Altura sobre rasante de más de 50 m sobre el río.

229. PUENTE SINGULAR EN LA PLAZA ABU DHABI DE RIAD

ICONIC BRIDGE IN ABU DHABI SQUARE OF RIYADH

Ignacio Hinojosa Sánchez-Barbudo. Ayesa Ingeniería y Arquitectura, S.A.U. Director de Ingeniería Civil. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ihinojosa@ayesa.com

Puente, celosía espacial, cajón metálico, icónico, detalles arquitectónicos.

Bridge, space truss, box-girders, iconic, architectural aspects.

El puente diseñado pertenece a la colección de puentes icónicos, en los que los detalles estructurales se vinculan a los detalles arquitectónicos.

La alineación vertical del puente es una curva parabólica convexa con una curvatura $k = 46,399$. La pendiente de bajada es de 4,266% y la de subida de 4,355%. La longitud de la curva vertical es de 400 metros.

La alineación en planta de la carretera es una curva circular con un radio de 180,50 metros y 158,934 metros de largo. Dos clotoides se conectan a ambos lados de la curva circular con el fin de asegurar una transición suave entre la tangente y la curva circular.

El emplazamiento de las pilas ha sido condicionado por la posición de las carreteras existentes y las estaciones de metro. Con el fin de cumplir con todos los requisitos se ha adoptado la siguiente distribución de vanos: $40 + 60 + 60 + 60 + 60 = 280$ metros.

La sección transversal tiene un ancho total de 14,30 metros, distribuido de la siguiente forma: 3 carriles de 3,5 metros, 2 arcones de 0,6 metros, dos aceras de mantenimiento de 0,6 y 1 metro, y dos barreras de seguridad.

Bajo estos condicionantes, las soluciones estructurales necesitan tener una alta rigidez a la flexión y a la torsión. Soluciones como vigas cajón, de hormigón, acero o mixtas, requieren un gran canto con el fin de salvar los vanos de 60 metros y controlar la flexión y deformaciones de torsión.

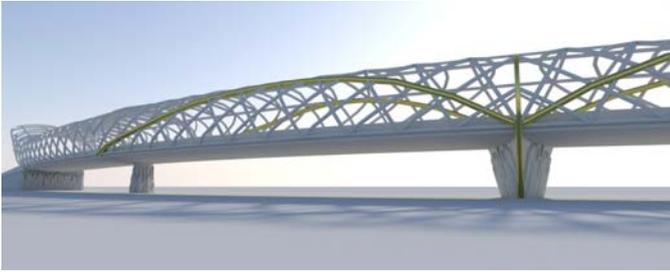
Puentes de celosía metálica (celosía espacial) son lo suficientemente rígidos como para controlar las deformaciones debido a su gran canto, pero con el fin de evitar el pandeo de los elementos de compresión, se requiere el diseño de perfiles potentes y grandes con el consecuente diseño muy pesado y de enorme impacto visual.

Se ha elegido un diseño estructural mixto entre dos tipologías: viga-cajón mixta y celosía espacial de acero, con el fin de aprovechar sus capacidades.

Primero una viga-cajón mixta se debe construir. La sección transversal está formada por un cajón de acero de tres células y una losa de hormigón de compresión. La anchura de la sección es de 14,30 metros y el canto de la sección de acero es sólo de 1,50 metros, con un espesor



Vista interior del Puente singular



Perfil del Puente singular

de la losa de hormigón es de 0,25 metros. El resultado es un tablero muy esbelto, con una relación longitud/altura=60/1,75=34.

238. PUENTES URBANOS EN GHANA: ENLACE DE KWAME NKURUMAH IN ACCRA Y ENLACE DE KASOA EN LA AUTOPISTA ACCRA-CABO CORSO

URBAN BRIDGES IN GHANA: KWAME NKURUMAH INTERCHANGE IN ACCRA AND KASOA INTERCHANGE ON ACCRA-CAPE COAST HIGHWAY

Javier Torrico Liz. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Director División Puentes y Obra Civil. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jtl@fhecor.es

José Antonio Roldán Torres. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Equipo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jart@fhecor.es
 Ana Palomanes Soto. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Ingeniera de Proyecto. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. aps@fhecor.es
 Elena Hortigüela Páramo. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Ingeniera de Proyecto. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. ehp@fhecor.es
 Julio Sánchez Delgado. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jsd@fhecor.es

Puentes mixtos, puentes urbanos.

Composite bridges, urban bridges.

La populosa capital ghanesa, Acra, precisa de nuevas infraestructuras viarias que mejoren la fluidez del tráfico, como la remodelación de la Glorieta de Kwame Nkrumah.

La constructora Queiroz Galvao contactó con FHECOR para desarrollar un proyecto estructural que fuese de rápida ejecución y minimizase a la afección al tráfico durante su construcción. El proyecto comprende las siguientes estructuras.

- RING ROAD VIADUCTS: incluye 5 estructuras:
 - Main Viaduct: viaducto de 925 m de longitud, con 25 vanos, luz máxima de 41 m y 24,0 m de ancho de tablero.
 - Ramp Down Nkrumah: longitud total de 93,5 m y ancho 9,20 m.
 - Ramp Up Nkrumah: longitud total 57,7 m y ancho 6,50 m.
 - Ramp Down Feo Oyeo: longitud total 141,5 m y ancho 6,50.
 - Ramp Up Feo Oyeo: longitud total 143 m y ancho 6,50.
- LOOP: viaducto de 323 m de longitud, con 10 vanos, luz máxima 41 m y 9,20 m de ancho de tablero.
- AKASANOMA: viaducto de 168,3 m de longitud, con 5 vanos, luz máxima 41 m y 9,20 m de ancho de tablero.
- NSAWAM: viaducto de 167,8 m de longitud, con 5 vanos, luz máxima 40 m y 9,20 m de ancho de tablero.
- BRIDGE 1: 1 vano de 34,50 m de luz, ancho 11,65 m.
- BRIDGE 2: 1 vano de 34,50 m de luz, ancho 18,15 m.



Figura 1. Enlace de Kwame Nkrumah



Figura 2 Enlace de Kasoa

- BRIDGE 3: 1 vano de 35,20 m de luz, ancho 12,30 m.
 - Los condicionantes de diseño llevaron a plantear soluciones de tablero mixto susceptibles de ser transportadas en contenedores marítimos, con un mínimo de soldadura en obra y prelosas de fácil ejecución. De esta forma los tableros están formados por vigas cajón enlazadas por vigas transversales que permiten la disposición de prelosas biapoyadas.
 - La solución fue del agrado de las autoridades ghanesas y la seleccionaron para ejecución de otro enlace en la cercana ciudad de Kasoa. Enlace que incluye las siguientes estructuras:
- Central Interchange:
 - Viaducto de 270 m de longitud, con 8 vanos de luz máxima de 36,50 m y ancho del tablero de 18,50 m.
 - Paso inferior peatonal tipo marco de 18,80 m de longitud y dimensiones interiores de 7,55 × 3,75 m.
- East Interchange: paso superior 2 vanos de 20,50 + 20,50 m de luz y 12 m de ancho.
- West Interchange: paso superior 2 vanos de 19,80 + 19,80 m de luz y 12 m de ancho.

239. PASARELA ZABALGANA SOBRE EL FERROCARRIL MADRID-IRÚN EN VITORIA

ZABALGANA FOOTBRIDGE OVER MADRID – IRÚN RAILROAD IN VITORIA

José Romo Martín. FHECOR Ingenieros Consultores. Director. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jrm@fhecor.es
 Francisco Prieto Aguilera. FHECOR Ingenieros Consultores. Jefe Departamento. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fpa@fhecor.es
 Lola Capdevila González-Navia. FHECOR Ingenieros Consultores. Ingeniero de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mdcgn@fhecor.es

Pasarela, acero, cables cerrados.

Footbridge, steel, fully locked coil cables.

La pasarela de Zabalgana es el resultado de un concurso en el que FHECOR realizó una propuesta basada en:

FUNCIONALIDAD

La implantación permite el mínimo recorrido peatonal, con un acceso único desde el sur, cerca del Colegio existente, y dos accesos en la zona norte donde la demanda es más dispersa.

Los requisitos del gálibo ferroviario y de accesibilidad han llevado a la realización de una gran rampa en el norte.

CONSTRUCCIÓN DE UNA TOPOGRAFÍA VERDE

La gran rampa necesaria en la zona noroeste se ha construido en su mayor parte en terraplén, generando una topografía que protege y aísla las edificaciones próximas del tráfico ferroviario y que crea un espacio verde, prolongación de las amplias zonas verdes de Zabalgana.

MINIMIZACIÓN FORMAL: OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL

La pasarela se ha proyectado buscando la mínima intrusión visual. Para ello se ha evitado la construcción de elementos de gran porte, creando un único elemento que no compite con las construcciones del entorno.

La estructura principal se ha diseñado con una configuración geométricamente sencilla, acorde con la actuación urbanística de la zona, con un tablero en acero con forma de "U" y canto constante, que se prolonga en los tramos estructurales de rampas y escalera dando una unidad formal al conjunto.

INTEGRACIÓN URBANÍSTICA

Para evitar la creación de zonas marginales, frecuentes en puentes y pasarelas urbanas, se ha liberado la zona bajo el desembarco norte, creando bajo la estructura una posible zona de esparcimiento. En esta zona se han evitado los apoyos directos, y se ha dispuesto un atirantamiento inferior sencillo que proporciona el efecto de "posado" de la pasarela sobre sus apoyos.



Vano principal sobre el ferrocarril, y vanos extremos en rampa y escalera

tamiento inferior sencillo que proporciona el efecto de "posado" de la pasarela sobre sus apoyos.

FACILIDAD CONSTRUCTIVA

La pasarela se ha planteado como una estructura metálica, ya que presenta una menor afección durante su construcción con el ferrocarril. El ensamblaje se ha realizado apoyando el tramo principal en la zona sur y conectándolo a la estructura de meseta y rampas de la zona norte mediante dos grúas, con una ocupación mínima y temporal del espacio situado entre el vallado del ferrocarril.

240. ENLACE A 2 NIVELES MEDIANTE GLORIETA ELEVADA DE TABLERO DE HORMIGÓN ALIGERADO PRETENSADO EN EL CONCELLO DE ARTEIXO, A CORUÑA

POST-TENSIONED CONCRETE STRUCTURE IN TWO-LEVEL ROUNDABOUT INTERSECTION IN ARTEIXO (A CORUÑA)

Jesús José Corbal Álvarez. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. corbal@temha.com

José Antonio González Mejjide. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mejjide@temha.com

Alberto Esteban Castrillejo. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. esteban@temha.com

Arturo Antón Casado. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. anton@temha.com



Acceso a la pasarela desde la rampa noroeste

Glorieta elevada, hormigón pretensado, cámara de tesado, enlace a dos niveles.

Raised roundabout, Post-tensioned concrete, post-tensioning chamber, two-level intersection.

La estructura forma parte de un enlace a dos niveles en el que confluyen seis ramales, de los que únicamente tres permiten el acceso al nivel superior. El nivel superior está formado por una glorieta elevada y tres rampas de acceso que se resuelve mediante una única estructura hiperestática de tablero de hormigón pretensado aligerado sin



Enlace de Sabón. Vista aérea



Enlace de Sabón. Vista inferior

presencia de juntas intermedias. El nivel inferior está compuesto por una glorieta concéntrica a la del nivel superior y de radio mayor, de forma que las pilas de la estructura superior se inscriben en el interior de la glorieta inferior. La estructura se engloba dentro del proyecto "Acondicionamiento da Conexión das Estradas: AC-552, AC-551 y DP-0509. Concello de Arteixo".

La solución adoptada para el tablero de la glorieta elevada consiste en una losa aligerada de hormigón pretensado, cuya sección transversal tiene una anchura de 11,10 m de anchura, describiendo un trazado circular de 23 m de radio y 144,50 m de longitud, repartidos en seis vanos de luces 22,00 m - 22,01 m - 20,07 m - 20,08 m - 30,18 m - 30,15 m.

Los tableros de los tres viales que acceden a la glorieta son de tipo "pantalón", con una bifurcación para acoger los ramales de entrada y salida. Estos tableros tienen un ancho de 6,60 m en la zona bifurcada, que pasan a ser variable entre 13,00 m y 10,10 m en el tramo común. Al igual que en el caso de la glorieta, la solución estructural consiste en una losa aligerada de hormigón pretensado. El canto del tablero,

tanto de la glorieta como de los ramales, es de 1,15 m, lo que aporta una gran esbelteza a la estructura.

Dada la geometría de la estructura superior, el tablero se ejecutó en tres fases, siendo necesario realizar el tesado de la tercera fase desde cámaras de tesado que se dejaron preparadas en las zonas de los tableros correspondientes a las dos primeras fases.

La glorieta se sustenta en 6 pilas de hormigón armado de sección maciza constituida transversalmente por un tramo recto en la zona interior y un tramo curvo de radio en la parte exterior de la glorieta de radio 8,92 m. conformando una sección variable desde 1,40 m en cabeza hasta 4,10 m en la base. Los tableros de los ramales se apoyan en 3 estribos de hormigón armado formados por un fuste de sección variable en dirección transversal al ramal. La cimentación es profunda en todos los casos.

242. PUENTE SOBRE EL RÍO PERENÉ EN LA COMUNIDAD NATIVA DE CAPACHARI, DISTRITO DE PICHANAKI, REGIÓN DE JUNÍN, PERÚ

PERENÉ RIVER BRIDGE IN THE NATIVE COMMUNITY OF CAPACHARI, PICHANAKI DISTRICT. PERÚ

Jesús José Corbal Álvarez. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. corbal@temha.com
 José Antonio González Meijide. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. meijide@temha.com
 Alberto Esteban Castrillejo. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. esteban@temha.com

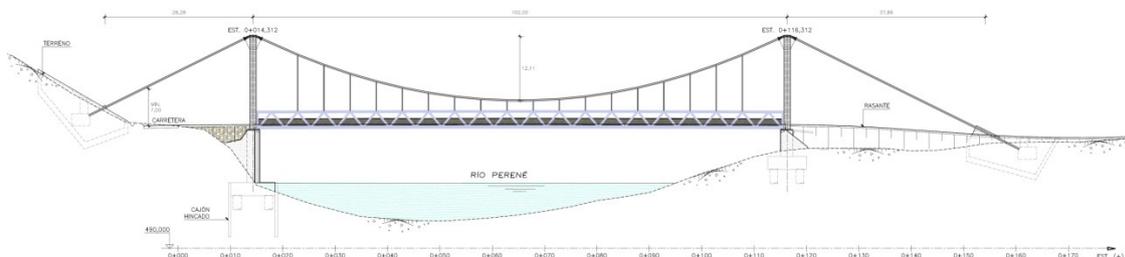
Puente colgante, tablero celosía, catenaria, mástiles, río Perené.

Suspension bridge, lattice, catenary, masts, Perené river.

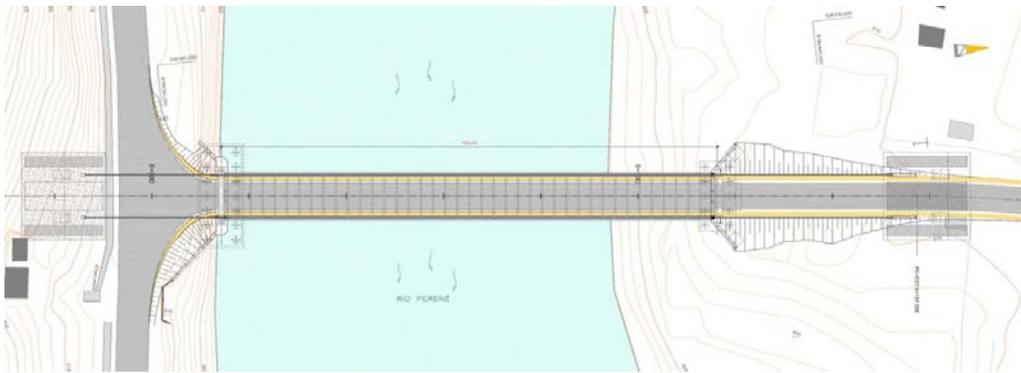
El puente sobre el río Perené es un puente colgante que permite el paso sobre el río Perené en la comunidad nativa del Capachari, distrito de Pichanaki en Perú. El puente presenta una luz de 102 m que se salva disponiendo en cada margen del río Perené dos mástiles dobles que elevan los cables hasta 17 metros de altura por encima de la rasante y que se anclan en ambos extremos en macizos de cimentación.

Los cables principales, que presentan una flecha de 12,11 metros en el centro del puente, están formados por 75 cordones de siete hilos de acero de alto límite elástico, de 15,70 mm de diámetro nominal.

A ambos lados del tablero se disponen dos celosías metálicas, de 3,40 metros de canto, constituidas por un cordón longitudinal superior, otro inferior y diagonales de sección rectangular hueca. Las celosías están unidas en sus nudos por traviesas metálicas sobre las que se dispone una losa de hormigón armado. La anchura libre entre parámetros interiores de las celosías es de 8,10 m, lo que permite albergar



Puente sobre el río Perené. Alzado



Puente sobre el río Perené. Planta

dos carriles de 2,75 metros de anchura, dos bermas de 0,50 metros y sendas veredas de 0,80 metros de anchura.

El tablero transmite la carga vertical a los cables principales a través de unas péndolas formadas por 4 cordones de siete hilos de acero de alto límite elástico, de 15,70 mm de diámetro nominal.

Los mástiles están formados por dos fustes de sección rectangular situados a cada lado de la sección tipo, con canto constante de 1,20 metros y anchura variable entre 1,55 metros en la base y 1,00 metro en coronación donde una viga de atado une ambos fustes. Los mástiles se apoyan sobre sendos pilonos de hormigón armado, sobre los que apoyan ambos extremos del tablero a través de aparatos de apoyo de neopreno anclados.

Como topes longitudinales y transversales frente a sismo se disponen apoyos de neopreno en dirección vertical. La cimentación de los pilonos es profunda con un encepado de pilotes de 1,50 metros de diámetro.

En la coronación de los fustes se dispone embebida una silla de desviación metálica que materializa la vinculación de los cables principales con los mástiles. Los cables principales se anclan en ambos extremos en macizos de cimentación de hormigón armado, en los que se dispone una cámara de tesado para la puesta en carga.

La construcción comenzó a finales de 2016.

243. PUENTE SOBRE EL RÍO MIÑO EN OS PEARES, OURENSE

BRIDGE OVER MIÑO RIVER EN OS PEARES (OURENSE)

Jesús José Corbal Álvarez. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. corbal@temha.com

José Antonio González Mejjide. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mejjide@temha.com

Arturo Antón Casado. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. anton@temha.com

Puente mixto, integración paisajística, puente pórtico, proceso constructivo.

Composite bridge, landscape integration, constructive process.

Para resolver los problemas de accesibilidad de los núcleos ubicados en el entorno de Os Peares, se proyecta un nuevo puente que permite el cruce sobre el Río Miño aguas abajo de su confluencia con el Río Sil. El vial unirá la antigua carretera nacional N-120 con el núcleo de A Peroxa.

Teniendo en cuenta las condiciones del viario existente en el entorno y la potencial demanda de tráfico, que condicionan su funcionalidad,

los aspectos ambientales y su encaje paisajístico, así como los criterios económicos, se ha considerado como solución más adecuada un tablero de 193,60 m de longitud, con cinco vanos de luces 20,50 - 34,10 - 45,00 - 64,00 - 30,00 m, correspondiendo el vano mayor al cruce del cauce sobre el Río Miño. El tablero tiene 6,25 m de ancho total, en los que se dispone una calzada compartida de 5,05 m, y espacio para dos pretiles de 0,60 m cada uno.

La solución tipo pórtico con células en "V" en las pilas más próximas al río permite salvar una luz de 64,0 m en el vano principal empleando elementos de en torno a 30,0 m de longitud. De esta forma el transporte y los medios necesarios para el montaje son de un tamaño adecuado a los accesos disponibles, dado el difícil acceso existente en la



Vista general en alzado



Vista lateral del tablero

margen derecha del río. En la elección de esta tipología se ha buscado un esquema estructural cuya estética encaje en el entorno y de poca presencia, minimizando la afección visual sobre el entorno natural.

El tablero es de sección mixta de canto constante de 1,50 m, con cajón metálico de 1,20 m de canto y 3,28 m de ancho máximo, sobre el que se dispone una losa de hormigón armado.

El apoyo del tablero se realiza sobre cuatro pilas. Las pilas 1 y 2 son convencionales, verticales de sección constante. Por su parte, los brazos en V se apoyan sobre plintos de hormigón, que constituyen las pilas 3 y 4. Para las pilas 1 y 2 la sección del fuste es rectangular maciza de dimensiones 2,0 × 1,0 m. Las pilas 3 y 4 son de fuste rectangular hueco de 2,40 m de ancho y de canto variable. Los estribos son cerrados con muros en vuelta.

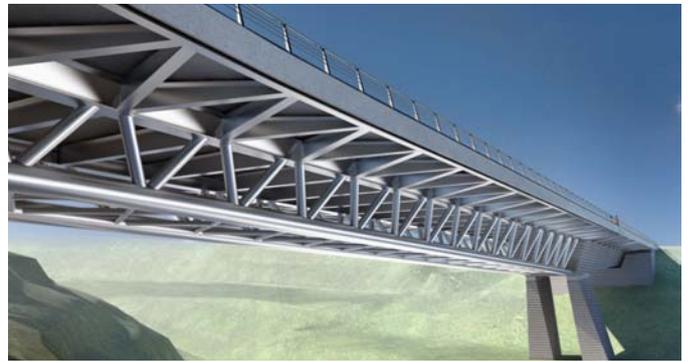


Figura 2. Fotomontaje del detalle de la celosía del puente

248. PUENTE SOBRE EL BARRANCO DEL CINT

BRIDGE OVER THE BARRANCO DEL CINT

Fernando Ibáñez Climent. Degree of Freedom Engineers. Socio/Director. MSc ICCP. f.ibanez@dofengineers.com

Salvador Monleón Cremades. Universidad Politécnica de Valencia. Catedrático Dep. Mecánica Medios Continuos ETSICCP. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. smonleon@mes.upv.es

Sergio Albero Chacón. Degree of Freedom Engineers. Ingeniero Senior. MSc ICCP PMP®. s.albero@dofengineers.com

Manuel Sánchez-Solís Rabadán. Degree of Freedom Engineers. Ingeniero. MSc ICCP. m.sanchez@dofengineers.com

Diseño, Monleón, mixto, celosía, lanzamiento.

Design, Monleón, composite, truss, launching.

En febrero de 2016 el Ayuntamiento de Alcoy (Alicante) adjudicó a Degree of Freedom mediante concurso el proyecto de un puente. Éste se ubicará al noreste del municipio y conectará, por el sur el sector la Solana 1 con la Calle Bernat al norte, cruzando el denominado Barranco del Cint.

La propuesta se desarrolló a partir del concepto inicial de Salvador Monleón Cremades, Catedrático de Puentes de la Universidad Politécnica de Valencia, y cuida enormemente los detalles así como la adaptación general al entorno.

El puente, de 96 m longitud y 13 m de ancho, dispone de un vano principal mixto de 58,5 m encastrado al conjunto monolítico que forman una pila única de 12 m de altura inclinada hacia el barranco y un vano de 37,5 m, ambos de hormigón armado.

El tablero del vano principal es un cajón monocelular de celosías Warren con perfiles de acero tubulares y armados en H. Su canto es variable, pasando de 2 m en estribos a 4 m en la pila. Completa la sección una losa de 22 cm de hormigón armado encofrado mediante prelosas armadas.

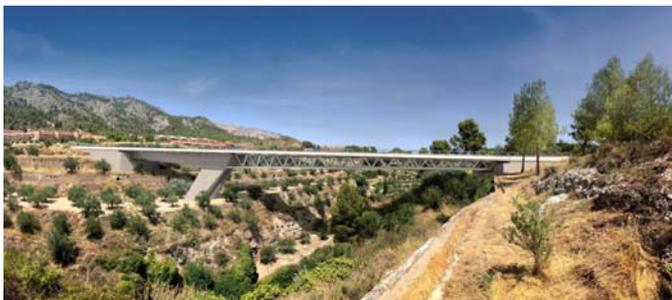


Figura 1. Fotomontaje de la vista general del puente del Barranco del Cint

El vano corto lo forman dos jácenas y una única pila con dos fustes inclinados, configurando en alzado dos medias Z. Todos los cantos crecen hacia el nudo central, siendo el del vano de hormigón una simetría del vano mixto. Su mayor peso frente al vano mixto permite equilibrar los momentos transmitidos a los cimientos.

En el diseño del tablero sobresalen tanto los voladizos de 3,25 m del tablero, donde se replica a lo largo de todo el puente una retícula triangular nervada, como los paramentos de hormigón, a los que se les ha aplicado un encofrado ondulado.

Completan el sistema estructural los estribos en los extremos de tablero y la cimentación de la pila, formada por un gran encepado excéntrico con 20 pilotes.

Uno de los mayores retos durante el desarrollo del proyecto fue sin embargo concebir el proceso de ejecución del puente, puesto que se ha considerado como óptimo el ensamblaje y lanzamiento de la celosía desde el lado norte, previa ejecución del conjunto de hormigón armado. Además, se ha tenido que gestionar la presencia de una línea de alta tensión justo sobre el estribo sur, que dificultará la maniobra de las grúas.

Actualmente, el proyecto de construcción del puente se ha completado y dará pie a la fase de licitación de las obras.

249. VIADUCTO DEL CERRO DE SAN CRISTÓBAL. PROYECTO LÍNEA AMARILLA, LIMA, PERÚ

CERRO DE SAN CRISTÓBAL VIADUCT. LÍNEA AMARILLA PROJECT. LIMA (PERÚ)

Javier Vaquero Molina. TYPSA. Jefe de Equipo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jvaquero@typsa.es

Eduardo Torralba Bozzano. TYPSA. Jefe de Equipo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. etorralba@typsa.es

José Manuel Duro Rodríguez. TYPSA. Jefe de Equipo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmduro@typsa.es

Álvaro del Cuvillo M-Ridruejo. TYPSA. Jefe de Sección. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. adelcuvillo@typsa.es

Aerls de la Rosa Toro. TYPSA. Jefe Dpto. Estructuras Perú. Ingeniero Civil. adelarosatoro@typsa.com

José Luis Sánchez Jiménez. TYPSA. Director Departamento Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jlsanchez@typsa.es

Viaducto, tablero mixto, socavación, aislamiento sísmico, LRB.

Viaduct, mixed deck, scour, seismic isolation, LRB.

El viaducto Cerro de San Cristóbal es el de mayor longitud y complejidad del proyecto de Línea Amarilla, una concesión de una nue-

va vía rápida en el centro de Lima, con una longitud total de unos 9 km.

El viaducto marca la entrada a la vía expresa Línea Amarilla desde la vía de Evitamiento, en dirección oeste. Consta de 5 vanos con una distribución de luces de 60 + 110 + 110 + 80 + 60 m, siendo la longitud total del puente 420 m. De esta forma se consigue salvar la principal vía existente, la vía de Evitamiento, así como el río Rímac y otras comunicaciones existentes de conexión con la avenida 9 de octubre.

Es un viaducto urbano curvo, con un radio de 350 m, con unos fuertes condicionantes para su encaje tanto en planta como en alzado. Para evitar los problemas de socavación debido al carácter torrencial del río Rímac las pilas directamente afectadas se han proyectado con cimentación profunda, mediante pilotes, con una protección de escollera.

La solución estructural del tablero es la de dos cajones metálicos, sobre los que se ejecutará una losa de hormigón de 25 cm de espesor constante. Ésta quedará conectada al cajón metálico mediante conectores, para su comportamiento global como estructura mixta. En las zonas próximas a las pilas se ha dispuesto una losa inferior de hormigón con el fin de contribuir a la resistencia de la estructura, así como rigidizar la chapa de fondo, con una doble acción mixta.

El cajón metálico en alzado tiene un canto constante de 3,25 m, salvo en las proximidades de las pilas P1, P2 y P3. En dichas zonas, se ha diseñado un canto variable de trazado parabólico, llegando a medir el cajón metálico 5,75 m en el eje de las pilas.

Se han diseñado unos aparatos de apoyo de neopreno zunchado con núcleo de plomo, para amortiguar las fuerzas debidas al sismo. Para el desarrollo del diseño sísmico se ha seguido lo indicado en Guide Specifications for LRFD Seismic Isolation Design, de AASHTO.

La intención básica del aislamiento sísmico es doble: aumentar el período fundamental de vibración de la estructura, de forma que dis-

minuyen las aceleraciones y por tanto las fuerzas, y disipar parte de la energía debida al sismo, por plastificación de los núcleos de plomo. No se han diseñado rótulas plásticas, por lo que en caso de sismo no será necesario llevar a cabo ninguna reparación en la subestructura.

257. DOS PASARELAS PARA LA CIUDAD DE OSLO

TWO PEDESTRIAN BRIDGES FOR THE CITY OF OSLO

Gaute Mo. Degree of Freedom Engineers. Socio/Director.

MSc Sivilingeniør ICCP. g.mo@dofengineers.com

Mario Rando. Degree of Freedom Engineers. Ingeniero Senior.

MSc ETSIIM. m.rando@dofengineers.com

Teresa Caballero. Degree of Freedom Engineers. Ingeniera Senior.

MSc ICCP. t.caballero@dofengineers.com

Pasarela, puente, acero, Cor-Ten, cables.

Pedestrian, bridge, steel, Cor-Ten, cables.

Recientemente terminados en 2016 para la ciudad de Oslo encontramos los puentes peatonales “Bumerán” y “Colgante”.

Así nombrado por su forma en planta, con 85m de longitud el puente Bumerán cruza la ronda exterior de Oslo, con sus cuatro vanos siguiendo la serpenteante forma de las sendas adyacentes, evitando así árboles y otros obstáculos de la naturaleza. Es una viga cajón continua de acero, con sección transversal asimétrica. El canto máximo del tablero es de 0,85 m, resultando una relación canto-luz de 1/26 para el vano mayor (22 m). Los tres soportes intermedios son de secciones circulares huecas simulando los pinos vecinos. El diseño pretende dar la impresión de un tablero curvo que flota sobre la carretera.

El puente esta realizado con acero autopatinable Cor-Ten, para evitar la necesidad del pintado y minimizar el mantenimiento futuro. Su peculiar aspecto oxidado integra el puente con el entorno forestal que lo rodea. Los elementos en contacto con los usuarios, como los pasa-



Vano 2 de 110 m. Cruce de la avenida Evitamiento



Colocación de prelosas en el último vano, cerca del estribo 2



Figura 1. Pasarela “Bumerán”



Figura 2. Pasarela “Colgante”

manos y los solados son, respectivamente, de acero inoxidable y de un revestimiento antideslizante de un color claro, proporcionando una experiencia más placentera tanto a ciclistas como a viandantes.

El puente colgante tiene 36 m de longitud cruza y por encima de un pequeño valle ribereño cercano a ronda exterior de Oslo.

Los elementos estructurales principales que soportan el tablero de 2 m de ancho son 2 x 2 cables tipo locked-coil, que forman una suave parábola entre los estribos. Para transmitir las cargas del tablero y barandillas se ha diseñado un entramado de acero formado por vigas transversales cada 1,5 m, perfiles en L en los bordes y en diagonales. Estos elementos proporcionan además la rigidez horizontal necesaria al tablero. Los estribos de hormigón se han anclado en la roca para compensar el tiro de las catenarias.

El diseño pretende maximizar el uso de elementos ligeros prefabricados, para facilitar la ejecución del puente y minimizar el impacto sobre el entorno natural.

Dada la ligereza de la estructura del puente se estudiaron durante la fase de diseño las aceleraciones debidas a las vibraciones inducidas por los peatones, y de este modo evaluar el nivel de confort de los usuarios de la pasarela.

263. PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO SINÚ

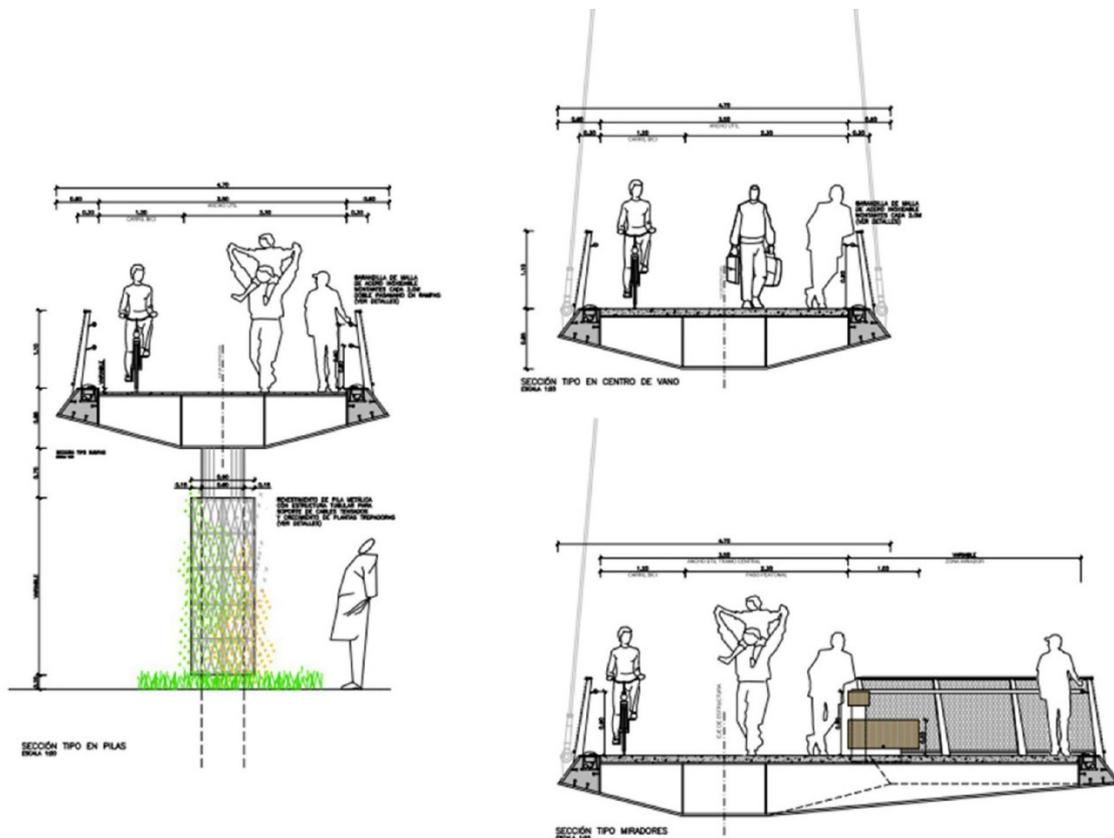
PEDESTRIAN FOOTBRIDGE OVER THE SINÚ RIVER

Carlos García Acón. Esteyco S.A.P. Director General. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cgarcia@esteyco.com
 Andreu Estany Serra. Esteyco S.A.P. Responsable del Departamento de Arquitectura de ES. Arquitecto. andreu@esteyco.com
 Miguel Bañares Dorado. Esteyco, S.A.P. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. miguel.banares@esteyco.com
 Javier Nieto Calduch. Esteyco, S.A.P. Responsable del Departamento de Ingeniería del Ter. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. javier.nieto@esteyco.com
 Roser Valls Vidal. Esteyco, S.A.P. Ingeniera. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. roser.valls@esteyco.com

Pasarela, colgante, Montería, Colombia.

Footbridge, suspended, Montería, Colombia.

La nueva pasarela peatonal pretende establecer una nueva conexión entre las riberas del río Sinú emplazada en el centro urbano de Mon-



Sección tipo pasarela peatonal



Vista virtual desde uno de los miradores

tería (Colombia) mejorando la comunicación entre los barrios a ambos lados del río.

Un aspecto fundamental del puente peatonal propuesto es su galíbo más reducido respecto al puente vehicular.

Otra de las determinaciones a la hora de diseñar la estructura que configura la pasarela suspendida, es la de integrar en la mayor medida posible sus elementos funcionales.

El puente se configura mediante un encaje de cinco vanos, cuyas longitudes en desarrollo son las siguientes: 22,5 + 15 + 140 + 15 + 22,5 metros. El vano colgante central de 140 metros materializa el cruce sobre el Río Sinú.

La sección tipo del tablero consiste en un cajón metálico de canto total 85 cm que dispone de dos almas interiores y sendos petos mixtos de borde en los extremos. La anchura tipo total del tablero es de 4,70 metros, presentando unos ensanchamientos en las zonas de los miradores de acceso que llegan a alcanzar una anchura máxima de 8,40 metros.

El vano colgante se compone de dos catenarias principales de cuelgue con una dimensión horizontal de 140 metros y una flecha de 15,5 metros en el centro del vano. Las dos catenarias no están contenidas en un plano vertical, sino que configuran una curva en el espacio que nace del eje del pilono y se van abriendo hasta la anchura del tablero en el centro del vano, para volver a cerrarse en la coronación del otro pilono.

Las péndolas de cuelgue del tablero de los cables principales configuran una triangulación que se une al tablero cada 8 metros.

Los pilonos se diseñan con una sección circular mixta de diámetro 900 mm, con una inclinación respecto a la vertical de 7° y 25 metros de altura.

Los cables de retenida configuran un triángulo en planta, y se anclan en los macizos de retenida que están unidos mediante vigas riostras a la cimentación del pilono.

Las pilas ubicadas en los vanos de acceso son circulares, de 650 mm de diámetro y de sección mixta. La conexión con el tablero es integral, sin existir aparatos de apoyo entre pilas y tablero.

Los estribos son solidarios a las rampas de acceso, configurando una sección en "U" de hormigón armado. Se disponen topes sísmicos longitudinales y transversales, para atar adicionalmente el puente a los estribos.

265. CONCEPCIÓN Y PROYECTO DEL PUENTE ARCO SOBRE EL RÍO EBRO EN LOGROÑO

CONCEPTUAL DESIGN AND PROJECT OF THE ARCH BRIDGE OVER EBRO RIVER IN LOGROÑO

Francisco Millanes Mato. IDEAM, S.A. Presidente. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. francisco.millanes@ideam.es
 Daniel Martínez Agromayor. IDEAM, S.A. Director del Departamento de Puentes. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. daniel.martinez@ideam.es
 Pablo Solera Pérez. IDEAM, S.A. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pablo.solera@ideam.es

Puente arco, bowstring, arriostramiento, pandeo.

Arch bridge, bowstring, bracing, buckling.

En la actuación de prolongación de la Autovía LO-20 se proyectan varias estructuras en el tramo Recajo-Logroño de las cuales la más representativa y singular es el Puente sobre el río Ebro en las cercanías de la ciudad de Logroño. El puente está formado por un viaducto de acceso de hormigón pretensado y el puente arco que salva el cauce del río con una luz de 120 m. La longitud total del puente incluyendo el viaducto de acceso es de 453 m. Puesto que se trata del puente principal del tramo y dada la relevancia que implica cruzar el río Ebro, en el diseño del puente se ha prestado un especial interés al aspecto estético de la estructura.

El puente arco está constituido por un arco metálico superior de 25 m de flecha y 2,0 m de canto; tablero mixto con vigas longitudinales y transversales metálicas y losa de hormigón armado con 2,5 m de canto total; y dos planos de péndolas verticales (ligeramente inclinadas en transversal y verticales en longitudinal) cada 8 m.

El arco se dispone en la mediana separando las dos calzadas de la autovía. Su sección es variable en transversal partiendo de una sección única en arranques y abriéndose en transversal para desdoblarse en dos subsecciones hasta la clave. El ancho en el arranque es de 1,80 m

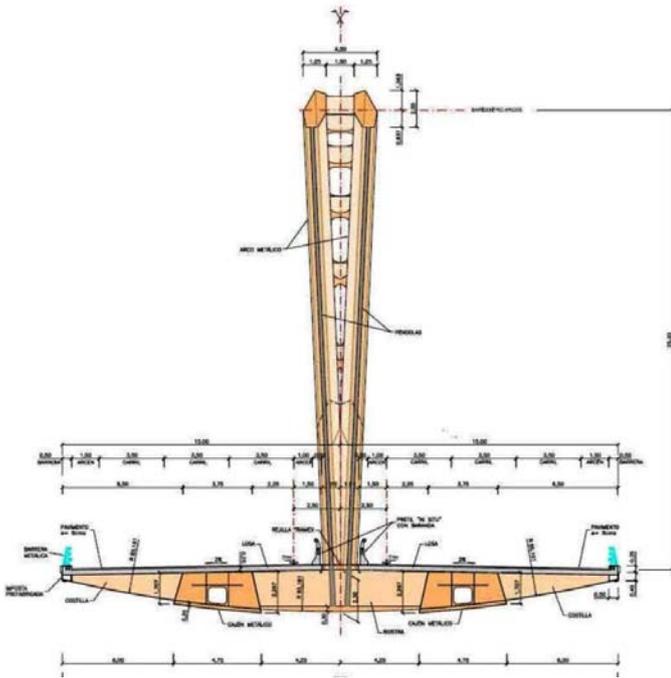
267. FORMAS FLUIDAS Y EFICIENTES: PASARELA BICONTENTIO SINUS EN SAN SEBASTIÁN

FLUID AND EFFICIENT SHAPES; BICONTENTIO SINUS FOOTBRIDGE IN SAN SEBASTIÁN

Mario Guisasa Ron. ANTA Ingeniería Civil. Gerente. Ingeniero de Caminos. Máster Ouvrages d'Art. mgr@anta-ic.com

Empotramiento, canto variable, parametrización, pasarela, superficie reglada.

Restraining, variable depth, parameterization, footbridge, ruled surface.



Sección transversal del puente arco por la clave

y alcanza los 4,0 m en la clave. En la parte donde la sección del arco se divide en dos, éstas se arriostran con vigas rígidas cada 8 m coincidiendo con las péndolas. El diseño de esta singular sección responde tanto a aspectos formales como estructurales, puesto que el desdoblamiento del arco permite aumentar la rigidez transversal del mismo manteniendo un ancho contenido en el arranque. Además este esquema implica duplicar los planos de las péndolas e inclinarlas ligeramente lo que mejora su capacidad de arriostramiento frente al pandeo transversal del arco.

La anchura del tablero es de 30 m lo que determina la configuración del mismo, en la que el trabajo transversal es importante. Se han diseñado dos vigas longitudinales de sección cajón que materializan el tirante de tracción propio del arco bowstring. Estos cajones se unen mediante vigas metálicas transversales de sección doble T cada 8 m coincidiendo con las péndolas, que resisten la flexión transversal y se unen a las péndolas para llevar las cargas del tablero al arco.

La pasarela Bicontentio Sinus en San Sebastián presenta tres vanos: uno principal de 62,6 metros, y dos auxiliares de 2,8 metros, con una longitud total de 71,1 metros.

El puente es la aplicación de un prototipo paramétrico prediseñado por ANTA, y reemplaza una pasarela de vigas de hormigón de menor longitud y con un pilar central sobre el río Urumea, que presentaba un gálibo hidráulico insuficiente.

El puente se encuentra biempotrado elásticamente. Ello se logra emplazando dos ejes de apoyos simples en cada estribo que origina un par de reacciones comprimidas - traccionadas.

La topografía existente establece las condiciones de apoyo de la estructura, y la ley de momentos que solicita la tipología estructural resultante inspira la forma final del puente. La pasarela se conecta con el terreno mediante un suave talud en ambas márgenes. Se estimó como la opción más adaptada a las condiciones de contorno una estructura doblemente empotrada en estribos ocultos en el terreno. Una vez que el tipo estructural quedó definido, la ley de momentos flectores originó una forma eficiente y fluida bien adaptada a la geometría del lugar.

La sección resistente del puente es un polígono de 5 lados. Cada uno de sus cinco vértices describe una fibra curva que genera la geometría longitudinal de los cajones principales. Así se originan cinco superficies regladas que componen la volumetría de cada viga.

El material estructural utilizado para la pasarela es el acero cortén. La barandilla del puente presenta un diseño neto y transparente con soportes de acero cortén, y cables y pasamanos de acero inoxidable como contrapunto luminoso.

El drenaje de la pasarela se encuentra íntimamente ligado al diseño del puente desde el primer momento. Las aguas pluviales son recogidas en el exterior y el interior de cada viga. Amabas líneas de drenaje



Vista aérea del puente sobre el río Ebro en Logroño



Pasarela Bicontentio Sinus en San Sebastián. Vista General



Pasarela Bicontentio Sinus en San Sebastián. Empotramiento

se unen en el estribo en una única salida directa al río. En cuanto a la ejecución se refiere, la estructura fue dividida en tres partes. Los dos tramos laterales se situaron en voladizo sobre ambos estribos. Posteriormente, el tramo central se colocó sobre los tramos laterales, y se solidarizó todo el conjunto mediante soldadura. Una vez que la estructura metálica fue completada, se hormigonó la losa del tablero, y se ejecutó la barandilla y el pavimento. Por último una prueba de carga con depósitos de agua permitió verificar el buen comportamiento estructural de la pasarela.

273. LEY DE MOMENTOS FLECTORES GENERADORA DE LA FORMA: PUENTE BICONTENTIO MARTUTENE EN SAN SEBASTIÁN

BENDING MOMENT DIAGRAM AS SHAPE: BICONTENTIO BRIDGE IN SAN SEBASTIÁN

Mario Guisasaola Ron. ANTA Ingeniería Civil. Gerente. Ingeniero de Caminos. Máster Ouvrages d'Art. mgr@anta-ic.com

Empotramiento, canto variable, parametrización, puente, superficie reglada.

Restraining, variable depth, parameterization, bridge, ruled surface.

Un puente Bicontentio ha sido construido en el barrio donostiarra de Martutene sobre el río Urumea. El mismo es una aplicación directa del concepto de puentes prediseñados paramétricos desarrollado por ANTA.

El prototipo Bicontentio abarca luces de 20 a 66 metros, y se trata de una estructura simétrica de vigas laterales biempotradas. Las caras exteriores de las vigas son superficies regladas alabeadas que reflejan la ley de momentos flectores que solicita la estructura.

El puente Bicontentio de Martutene presenta 3 vanos: uno principal de 51,5 metros, y dos laterales de 5,15 metros, con una longitud total de 64,4 metros.

El tablero, de una anchura de 15,5 metros, es una losa de hormigón sobre chapa colaborante apoyada cada 2,576 metros en unas viguetas transversales. El material utilizado para la estructura es acero cortén.

El puente está constituido por dos cajones metálicos laterales de canto variable unidos por 25 viguetas mixtas transversales.

Los principales elementos estructurales del puente son:

- Dos cajones metálicos longitudinales de canto variable.
- Las viguetas transversales son perfiles armados doble "T" conectados mediante conectores a la losa del tablero. La cara inferior de



Puente Bicontentio en Martutene. Montaje del tramo central

estas viguetas coincide en todo momento con la fibra inferior de los cajones longitudinales. Su canto varía entre 1.075 mm en centro de vano, y 1.765 mm en estribos.

- Los rigidizadores interiores de las vigas principales son solidarios con las viguetas transversales mediante unas ventanas que rasgan el alma interior de las vigas principales. Su geometría trapezoidal variable es la guía que genera la forma de las vigas principales.
- Las placas de anclaje situadas en los extremos de las vigas principales aseguran la transmisión de las reacciones verticales de tracción de los vanos de empotramiento. Una articulación de doble bulón permite los movimientos longitudinales en la margen derecha, estableciendo el punto fijo en la margen izquierda con un único bulón.

La sección resistente de los cajones principales es un polígono de cinco lados. Cada vértice describe una curva que genera la geometría longitudinal de las vigas, originando cinco superficies regladas. Las tres superficies exteriores son el reflejo de la ley de momentos que solicita la estructura.

La principal problemática de cálculo de la estructura es su geometría extremadamente variable. Los cajones longitudinales fueron divididos en 48 secciones que permitieron modelizar adecuadamente el puente obteniendo las características mecánicas, solicitaciones, deformaciones, tensiones y esfuerzos resistentes de todas ellas.



Puente Bicontentio en Martutene. Prueba de carga

270. VIADUCTO DE LA ESTACIÓN DE LOYOLA EN SAN SEBASTIÁN

AERIAL RAILWAY STATION-BRIDGE OF LOYOLA IN SAN SEBASTIAN

Mario Guisasola Ron. ANTA Ingeniería Civil. Gerente. Ingeniero de Caminos. Máster Ouvrages d'Art. mgr@anta-ic.com

Estación, viaducto urbano, superficie reglada, pila en V.

Station, urban viaduct, ruled surface, V pile.

El proyecto forma parte de la sustitución de la anterior Estación del Topo de San Sebastián, construyendo una nueva sobre un viaducto urbano que permite duplicar la anterior vía única, a la vez que elimina un terraplén que dividía en dos el barrio donostiarra de Loyola. La obra se inscribe en las actuaciones del nuevo metro de San Sebastián, y permite la regeneración de una zona degradada permeabilizando dos zonas urbanas separadas por el ferrocarril de vía estrecha que une San Sebastián con Hendaya.

El nuevo viaducto urbano está formado por dos cajones metálicos de sección trapezoidal con once vanos de luces 50,4, 21,6, 24, 6 × 21,6, 24 y 26,4 metros. La longitud total del nuevo puente es 277,2 metros. En el vano 1, la luz de 50,4 metros se soporta mediante unas pilas en "V" que integran una escalera imperial que conecta el vestíbulo de la estación con los andenes de acceso al tren.

El tablero del puente se encuentra parcialmente cubierto para permitir su uso como estación. El ancho de la plataforma del viaducto es variable: 7,25 m. para los vanos 1 y 2 (zona estación), y 6,70 m. en los vanos 4 a 11; en el vano 3 se produce una variación de ancho lineal.

La sección transversal resistente es un polígono de 5 lados. Cada uno de los cinco vértices de la sección se sitúan en una fibra curva que describe la geometría longitudinal de las vigas. La superficie que



Vista general



Pila en V

genera el alma interior del cajón es vertical. Las dos superficies contiguas a ésta constituyen las alas del cajón. Las otras dos superficies son alabeadas y constituyen las almas exteriores del cajón. La sección varía en altura y anchura en una suerte de homotecia para dar respuesta a las diferentes necesidades de los vanos 1 y 2 (estación de 50,4 metros de luz), y los vanos 4 a 11 (viaducto de 21,6 metros de luz).

280. PASOS MIXTOS SOBRE LA AVENIDA GENERAL PAZ EN BUENOS AIRES, ARGENTINA

COMPOSITE-DECK OVERPASSES ON GENERAL PAZ AVENUE IN BUENOS AIRES (ARGENTINA)

Hugo Corres Peiretti. Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Catedrático de la U.P.M. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. hcp@fhcor.es

Javier de Cabo Ripoll. FHGOR Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Equipo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jcr@fhcor.es
Julio Sánchez Delgado. FHGOR Ingenieros Consultores, S.A. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jsd@fhcor.es

Puentes mixtos, puentes celosía, tableros de sustentación lateral.

Composite bridges, truss bridges, half-through bridges.

La Avenida General Paz, con una IMD que supera en varios tramos los 300.000 vehículos/día, es una de las autopistas con mayor tráfico rodado de Argentina. Durante el proyecto de su remodelación se planteó la ejecución de diferentes pasos superiores que mejorasen la permeabilidad de la vía.

La empresa Consulbaires ICSA encargó inicialmente a FHGOR un estudio de soluciones estructurales que evitasen la disposición de un soporte intermedio en la mediana, reduciendo así la ocupación de las calzadas inferiores durante la ejecución de la cimentación de la pila, de sus fustes y de los vanos del tablero. De esta forma la luz del tablero pasó a ser de unos 41,50 metros. Lo cual, unido a las fuertes restricciones habituales en ámbito urbano (gálibo estricto con la calzada inferior, poca libertad para modificar el trazado en planta y alzado), condujo a soluciones en las que el sistema portante se situaba por encima de la calzada soportada.

En este rango de luces se encuentran las soluciones de tablero mixto, formado por una losa de hormigón armado sobre un entramado de vigas metálicas transversales, vigas conectadas con los elementos sustentantes longitudinales que se disponen en los bordes del tablero o de la calzada soportada. De esta forma el canto de la estructura, bajo la superficie de rodadura, está gobernado por la distancia entre estos elementos sustentantes longitudinales y no por luz o distancia entre apoyos longitudinales.

Las alternativas se particularizaron para un paso tipo (correspondiente a la calle 25 de Mayo) con una calzada central de 8,0 metros y dos aceras de 2,0 m. Las distintas alternativas planteadas abordaron diferentes configuraciones de los elementos sustentantes longitudinales: 1. Vigas metálicas de canto constante. 2. Vigas metálicas de canto variable. 3. Arco tipo "bow-string". 4. Celosía metálica de canto constante. 5. Celosía metálica de canto variable. 6. Cercha metálica triangular.

Finalmente la concesionaria Autopistas del Sol eligió esta última alternativa que fue desarrollada a nivel de construcción en cinco pasos: 25 de Mayo, Beiró I, Beiró II, López de Vega y Víctor Hugo. Cuatro de estos pasos se ensamblaron en los laterales de la autopista y fueron trasladados a su posición definitiva con ayuda de carretones autopropulsados de gran capacidad de la empresa ALE



Figura 1. Pasos Avda General Paz: 25 de Mayo, Beiró I y II, López de Vega y Víctor Hugo



Figura 2. Montaje de los pasos de Beiró I y II con carretones autopropulsados

286. PROYECTO DE FERROCARRIL AWASH-KOMBOLCHA-HARA GEBAYA, ETIOPÍA. DISEÑO ORIENTADO A OBRAS EN PAÍSES EN DESARROLLO

AWASH-KOMBOLCHA-HARA GEBAYA RAILWAY PROJECT IN ETHIOPIA. SITE ORIENTED DESIGN IN DEVELOPING COUNTRIES

Maria Estany Blázquez. TEC-CUATRO S.A. Coordinadora. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. mestany@tec-4.es
 Alexandre Correia Paulo. TEC-CUATRO S.A. Coordinador. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. apaulo@tec-4.es
 Ricard Leal Baró. TEC-CUATRO S.A. Director de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. rleal@tec-4.es

Puente de ferrocarril, construcción modular, sismo, interacción vía/estructura.

Railway bridge, modular design, seismic design, track/bridge interaction.

Con un presupuesto de 1.700 millones de dólares para la ejecución, la línea ferroviaria electrificada de 400 km de longitud, entre las ciudades de Awash y Hara Gebeya, se convertirá en un importante corredor conectando los centros económicos del norte y este del país.

El proyecto incluye 53 puentes de vía única a ejecutar en un estricto plazo de 42 meses, lo que requiere una estrecha colaboración entre

los equipos de proyecto y ejecución (TEC-CUATRO y YAPI MERKEZI). El diseño deberá resolver cualquier posible problema logístico simplificando y reduciendo el número de operaciones a realizar in-situ. La solución obtenida pasa por un diseño modular con elementos prefabricados que pueden combinarse de diferentes maneras para conseguir agilidad en la consecución de las diferentes tipologías de puentes incluidas en el proyecto.

El equilibrio entre el diseño sísmico y los requerimientos de la interacción vía/estructura supone un reto que conlleva el uso de tecno-



Puente empujado de 8 vanos



Pila metálica en celosía de acero



Pasarela de Ilhabela en la fase final de las obras

logías novedosas, como los amortiguadores pretensados y estribos resistentes al impacto.

Se consideran 7 tipologías de puentes en función de la longitud total y del número de vanos (de 20,60 m a 46,40 m). Las tipologías varían de puentes isostáticos de un solo vano a puentes continuos de 14 vanos.

Los tableros son mixtos con vigas de acero y losa de hormigón. En Etiopía, el uso de acero estructural en construcción es novedoso, por lo que las piezas de acero son fabricadas en Europa y transportadas hasta el país. Las vigas se dividen en módulos de 11,6 m, que quedarán unidos mediante tornillos. La losa de hormigón, también prefabricada y dividida en módulos de $2,9 \times 4,8$ m, conserva pequeños huecos para permitir la conexión con las vigas metálicas y entre los módulos de losa.

Las pilas se dividen en dos categorías principales: hormigón armado hasta 20 m de altura y celosía de acero a partir de los 20 m. Las primeras son ejecutadas in situ, las segundas, como las vigas, son prefabricadas en segmentos de 5 o 10 m cuyo montaje sucesivo permite pilas desde los 10 m hasta los 45 m de altura.

288. PASARELA ATIRANTADA EN ILHABELA, SÃO PAULO

ILHABELA CABLE STAYED FOOTBRIDGE, SÃO PAULO

Hugo Corres Peiretti. Universidad Politécnica de Madrid. Catedrático de Hormigón Estructural. Dr. Ingeniero de Caminos. hcp@he-upm.com
Francisco Prieto Aguilera. FHECOR Ingenieros Consultores. Jefe Departamento. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fpa@fhacor.es
Lola Capdevila González-Navia. FHECOR Ingenieros Consultores. Ingeniera de Proyecto. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. mdcgn@fhacor.es

Pasarela, acero, barra, tirante.

Footbridge, steel, bar, stay.

La pasarela atirantada sobre el río de Agua Blanca se encuentra en Isla Bella, en el estado de Sao Paulo.

Está formada por tres tramos bien diferenciados:

- Un tramo principal atirantado de 50,50 m de longitud, divididos en un vano sobre el río de 32,50 m y un vano trasero de 18 m.
- Un tramo de acceso norte, que conecta la pasarela atirantada con una pasarela previamente construida en hormigón armado, con una longitud de 48 m aproximadamente.
- Un tramo de acceso sur, en rampa, de 43,50 m de longitud.

En el tramo atirantado se tiene un ancho total de 5,00 m.

El tablero está formado por dos vigas longitudinales separadas 4,70 m. Estas vigas longitudinales son vigas con sección doble T, simplemente apoyadas sobre las dos torres laterales de atirantamiento.



Tesado de barras mediante barras auxiliares

Las torres son dos cajones de chapa de $300 \times 600 \times 20$ mm, y unos 13 m de altura sobre el tablero, cimentados con estacas raíz.

Estas vigas longitudinales están conectadas por una serie de vigas transversales dispuestas cada 3,00 m sobre las que se apoya el pavimento de madera.

Todos los elementos estructurales se proyectaron en acero para facilitar su montaje y reducir los plazos de ejecución.

El atirantamiento está formado por 2×8 barras de 40 mm de diámetro, dispuestas con un esquema en arpa, ancladas en el vano principal cada 6,00 m y cada 4,00 m en el vano trasero.

Las barras se tesaron desde su parte inferior con la ayuda de un sistema de barras auxiliares apoyadas en un bulón enhebrado en la orejeta inferior y reaccionando contra el manguito de empalme de las barras.

En el vano trasero los tirantes están conectados a unos pilares inferiores de hormigón que soportan la tracción asociada a la carga en el tirante, y que están conectadas al tablero mediante una articulación que asegura que la carga horizontal se transmite al tablero y la vertical a la pila.

301. EL PROYECTO CONSTRUCTIVO DEL TRAMO ATIRANTADO DEL NUEVO PUENTE DE PUMAREJO EN BARRANQUILLA, COLOMBIA

DETAIL DESIGN OF THE CABLE STAYED STRETCH OF THE NEW PUMAREJO BRIDGE IN BARRANQUILLA, COLOMBIA

Miguel Ortega Cornejo. IDEAM SA. Director de Ingeniería. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. miguel.ortega@ideam.es
Francisco Millanes Mato. IDEAM SA. Presidente. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. general@ideam.es

Enrique Bordó Bujalance. IDEAM SA. Director de Departamento. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. enrique.bordo@ideam.es
 Fernando Ruano Parra. IDEAM SA. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fernando.ruano@ideam.es
 Jokin Ugarte González. IDEAM SA. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jokin.ugarte@ideam.es
 Juan Pablo Durán Ruiz. SACYR SA. Director del Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jduran@sacyr.com
 David Ordín Barrabés. SACYR SA. Jefe de la Oficina Técnica. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. dordin@sacyr.com

Puente atirantado, voladizos sucesivos, sismo, cajón de hormigón pretensado, construcción evolutiva.

Cable-stayed bridge, equilibrated cantilevers, seism, concrete prestressed box girder, evolutive construction.

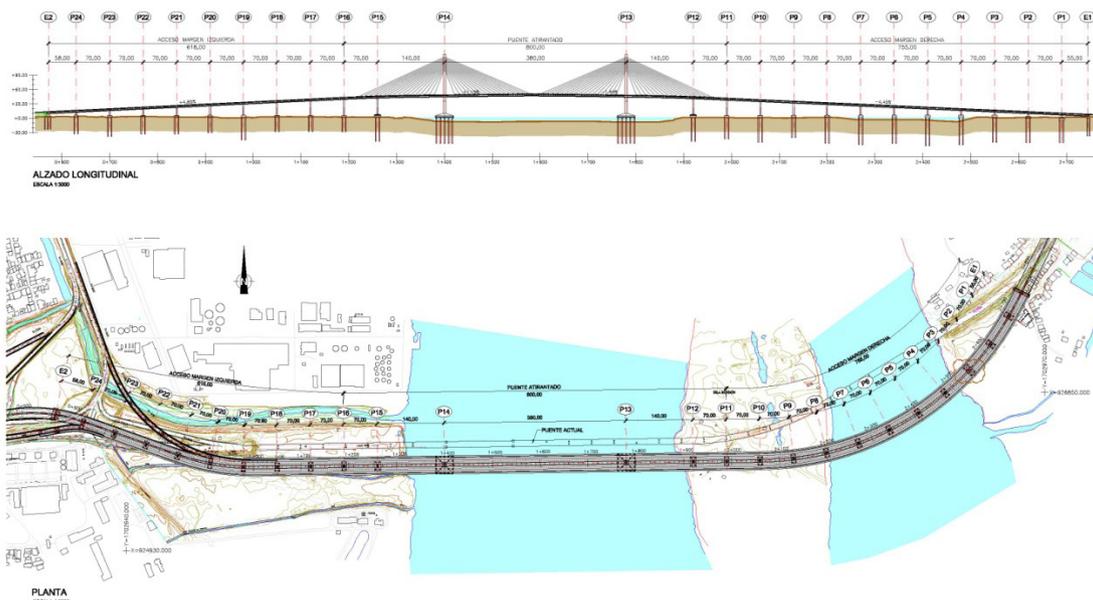
El Nuevo Puente de Pumarejo sobre el río Magdalena en Barranquilla, estructura continua con una longitud de 2.170 m repartidos en un tramo central atirantado de 800 m y viaductos de acceso de 618 m y 755 m, constituye, probablemente, la obra de ingeniería más impor-

tante hasta la fecha abordada en Colombia y una de las mayores de Sudamérica.

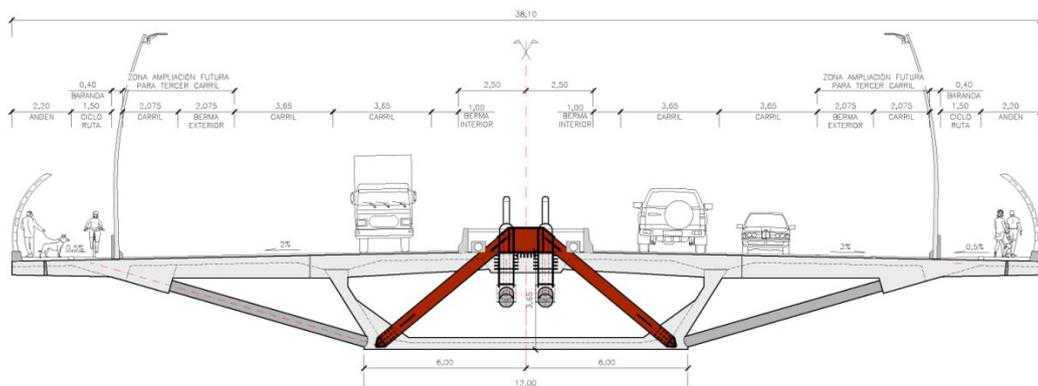
El tramo central atirantado, de 38,1 m de ancho, tiene una configuración simétrica con un vano central de 380 m de luz y vanos de retención de 140 m. El tablero, que consta de una sección cajón de hormigón con grandes voladizos laterales apuntalados por jabalcones equidistantes, está atirantado por un plano central de parejas de cables anclados en el punto medio. Los pilonos que flanquean el vano principal están conformados por un solo fuste que atraviesa el tablero.

El sistema de ejecución del tramo atirantado, inicialmente concebido por voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas, ha sido modificado por IDEAM para el consorcio adjudicatario SES, liderado por SACYR, a una solución de tablero ejecutado "in situ" a fin de adaptarlo a la tradición constructiva del país. En una estructura tan sensible al proceso constructivo, esta variación tiene una gran incidencia en la concepción estructural del tablero y en los detalles particulares del puente, lo que ha obligado a la redacción de un proyecto específico para su adecuación al nuevo proceso constructivo.

Las extraordinarias dimensiones del Nuevo Puente de Pumarejo, hacen que los medios auxiliares requeridos para su construcción sobrepasen las magnitudes convencionales que se manejan habitualmente en el mercado. Así, el carro de voladizos sucesivos que se empleará en la construcción del tramo atirantado se encuentra, con sus



Alzado general y planta del Nuevo Puente de Pumarejo



Sección transversal del Nuevo Puente de Pumarejo

dovelas de 10 m y 500 toneladas de peso, entre los carros más importantes utilizados en obras similares. A lo anterior se le debe añadir la dificultad del obstáculo a franquear, el río Magdalena, con un gran caudal y calado, lo que exige el recurso a medios de ingeniería marítima para la realización de las cimentaciones.

En el artículo completo se hace una descripción general del proceso constructivo, así como una exposición detallada de su incidencia en la concepción estructural y en el diseño de detalles específicos del tramo atirantado, que tiene la enorme responsabilidad de sustituir a una de las obras señeras de la ingeniería del siglo XX: el antiguo puente de Pumarejo diseñado por el notable ingeniero italiano Morandi.

302. VIADUCTOS 03A Y 03B EN LA NUEVA AUTOVÍA DE MASCARA, EN ARGELIA

VIADUCTS 03A AND 03B IN THE NEW MASCARA HIGHWAY, IN ARGELIA

Julián Alcalá González. Universitat Politècnica de Valencia. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jualgon@upv.es

Juan José Clemente Tirado. Pantecnia Consulting SL. Gerente. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jjclemente@pantecnia.es

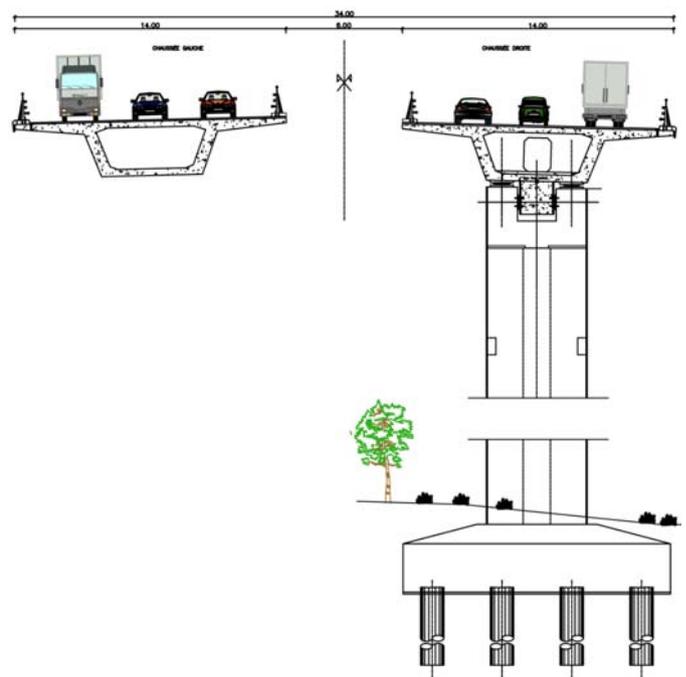
Fernando González Vidosa. Universitat Politècnica de Valencia. Director General. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fgonzale@upv.es

Antonio Azorín Carrión. Universitat Politècnica de Valencia. Profesor Asociado. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. anazcar@upv.es

Viaducto, autocimbra, sismo, Argelia.

Viaduct, launching formwork, seismic, Argelia.

Los viaductos 03A Y 03B forman parte de las estructuras del tramo 2: Enlace RN17 (Hacine) – Enlace RN17A (Tizi) sur, de la nueva autovía Pénétrante autoroutière reliant Mascara à l'autoroute Est-Ouest. Consisten en viaductos dobles (uno por calzada) con tablero cajón de hormigón pretensado de 2,90 m de canto constante y 14,00 m de anchura. El primer viaducto está formado por 13 vanos de $40-5 \times 50-40-40-4 \times 50-40$ m de luz. La longitud total es de 613,80 m repartidos en dos tramos de 331,80 m y 281,80 m respectivamente, separados por una junta de dilatación. El segundo es mucho más largo, con una longitud total de 1.909,80 m repartidos en cinco tramos de 381,80 m cada uno. Cada tramo tiene luces de $40-6 \times 50-40$ m. Los puentes se deben adaptar a la sucesión de curvas del trazado.



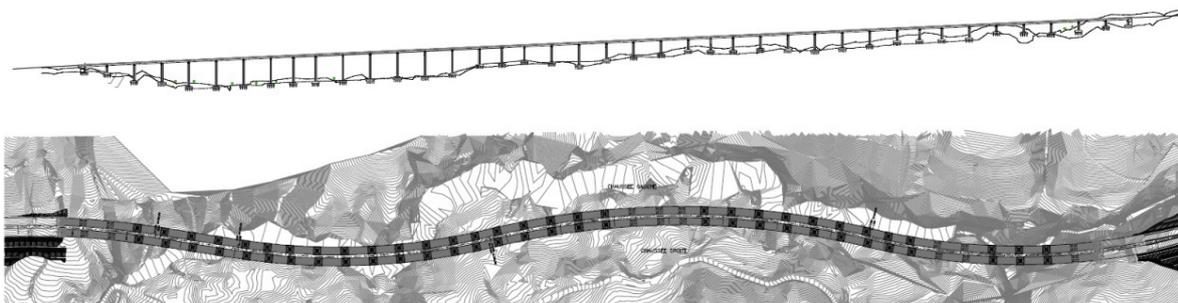
Sección transversal

Ambos puentes se van a construir con cimbra autolanzable por vanos en tramos rectos, dando la planta curva con variaciones en el vuelto de las losas laterales. Cada vano es ejecutado a sección cuasi completa, dejando para el segundo hormigonado solamente el cierre de la losa superior. Esto permite desplazar la cimbra tras el primer hormigonado, pues la sección ya es resistente.

La continuidad entre las fases se consigue mediante un cruce de los cables de pretensado que se salen por el interior de los cajones en dos escalones. Esto permite tener siempre accesibles los anclajes para aplicar el tesado y posibles retesados en cualquier momento, independiente de la fase del tablero.

Las pilas adoptan una novedosa sección en H, conseguida al distribuir por el exterior el hueco interior. Al haber un solo encofrado exterior se aumenta el rendimiento de las trepas, que han resultado ser el camino crítico de la ejecución del proyecto. La importante aceleración sísmica de cálculo y la altura de pilas de hasta 50 metros ha obligado a disponer un sistema de apoyos que combina pots fijos, unidireccionales y libres para transmitir las cargas horizontales a las propias pilas. En transversal, se disponen topes sísmicos en la cabeza de las pilas, descolgando tetones del tablero para ello.

La cimentación es profunda tanto en pilas como en estribos, con pilotes de 1,0 m de diámetro y profundidades variables de hasta 38 m.



Planta y alzado del viaducto 03B

309. OBRAS DE EMERGENCIA EN EL VIADUCTO DEL HONDÓN, EN CARTAGENA, MURCIA

EMERGENCY WORKS CARRIED OUT IN THE VIADUCT OF THE HONDÓN, IN CARTAGENA, MURCIA

Félix Ignacio Villanueva Jover. Demarcación de Carreteras de Murcia. Área de Conservación. Ingeniero de Caminos. fvillanueva@fomento.es
Eduardo Díaz-Pavón Cuaserna. INTEMAC. Jefe Sección Patología. Ingeniero de Caminos. ediazpavon@intemac.es

Viaducto, reparaciones, corrosión.

Viaduct, corrosion, repairs.

A raíz de los importantes daños que presentaban algunos elementos del viaducto del Hondón, estructura mediante la cual la autovía A-30 entra en Cartagena, a lo largo de la primera mitad del año 2016 se han llevado a cabo reparaciones de emergencia.

La estructura, de los años 90 y por tanto con poco más de 20 años en servicio, ya había sido objeto de algunas reparaciones desde su construcción, por localizarse el viaducto en una zona extremadamente contaminada por gases ácidos y sales cloradas generados por unas fábricas de potasa y fertilizantes. Entonces se creyó que el hormigón podía haber sufrido reacciones expansivas por la acción de sulfatos o ataques ácidos por vertidos o residuos industriales.

Las reparaciones que se llevaron a cabo no resultaron en cambio efectivas, como pusieron de manifiesto las inspecciones principales que de forma rutinaria lleva a cabo el personal del Ministerio.

La magnitud de los daños desembocó en la necesidad de llevar a cabo un estudio, el cual puso de manifiesto un diagnóstico inicial equivocado. Efectivamente, los daños más graves habían sido motivados por la corrosión de las armaduras debido a la presencia de cloruros, cuyas concentraciones resultaron extraordinariamente elevadas.

El estudio desembocó en un proyecto de reparación, cuya envergadura hizo que se aprovechara para realizar otras operaciones que han



Reparaciones en pilas

mejorado la funcionalidad y seguridad de la estructura, tales como la sustitución del pretel existente a otro que cumpla los actuales requisitos normativos.

En la presente comunicación recogemos la importancia de diagnosticar correctamente los daños de las estructuras para así poder plantear las medidas de reparación más adecuadas, al tiempo que exponemos algunas dificultades inherentes a los propios procesos de reparación y los condicionantes que las propias estructuras existentes plantean a ciertas intervenciones, como la citada sustitución del pretel.

313. VIADUCTO V3 SOBRE EL RÍO PISUERGA EN EL NUDO DE VENTA DE BAÑOS DE LA LÍNEA DE AVE NORTE-NOROESTE

VIADUCT V3 OVER PISUERGA RIVER IN THE HIGH SPEED RAILWAY LINE TO NORTH SPAIN (VENTA DE BAÑOS RAILWAY JUNCTION)

Arturo Ruiz de Villa Valdés. AR2V Ingeniería. Director General. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. arturo.ruizdevilla@ar2v.com
Iñaki Auzmendi Alfaro. AR2V Ingeniería. Jefe de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. inaki.auzmendi@ar2v.com
Javier Oliva Quecedo. AR2V Ingeniería. Jefe de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. javier.olivaquecedo@ar2v.com

Viaducto alta velocidad, hormigón postesado, sección cajón, pila-pilote, cimbra autolanzable.

Railway bridge, postensioned concrete, concrete box girder, drilled piles, Movable Shuttering System (MSS).



Reparaciones en pilas y losas

En agosto de 2015 se finalizó la ejecución del último viaducto sobre el río Pisuerga que cierra el nudo de Venta de Baños en el nuevo corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad. El mencionado nudo de comunicaciones ferroviario permite la conexión entre Valladolid, Palencia y Burgos mediante una configuración en triángulo. El tronco principal conecta las dos primeras localidades, mientras que del mismo se derivan dos ramales hacia y desde Burgos que conforman un esquema con forma de Y griega que da servicio a dos líneas de alta velocidad.

El viaducto objeto de este artículo da servicio al ramal Norte del nudo, que conecta Burgos con Palencia, y fue proyectado por AR2V



Prueba de carga. Se observan las distintas configuraciones de pilas y otro de los viaductos del nudo

Ingeniería, que también prestó asistencia técnica durante la ejecución del mismo por Ferrovial.

El viaducto V3 sobre el río Pisuerga es un puente de hormigón post-tensado monocajón con una longitud total de 1.330 metros sin juntas que se dividen en 25 vanos con una luz máxima de 55,5 m y un canto constante de 3,5 m. Fue construido in situ mediante una cimbra auto-lanzable superior en 25 fases vano a vano y tiene una anchura variable entre 14 y 15,80 m debido a la bifurcación de las dos vías.

Presenta un punto fijo en la pila P-10, ligeramente asimétrico respecto al centro del tablero (810 + 620 m), para evitar afectar al cauce principal y con forma de pila en A o pila Delta. Provisionalmente, el tablero se fijó al estribo E-2 durante la ejecución del mismo, siendo necesaria una delicada maniobra de cambio de punto fijo durante el hormigonado de la pila en A para evitar una indeseable coacción longitudinal de un tablero de 800 m de longitud. En el artículo se profundiza en esta maniobra.

Las pilas se apoyan en encepados cimentados con seis pilotes perforados de diámetro D1800 mm. En la zona del cauce principal, de la pila P-13 a la pila P-17, la tipología de pila se transforma en una doble pila-pilote de D2500 mm de fuste coronadas por un cargadero trapezoidal. Esta configuración de pila-pilote conduce a una longitud total de la misma de casi 83 m, de los cuales 62 m son de excavación de pilote. Esta profundidad supone un record en España para esta tipología y diámetro de pilote.

El tablero se encuentra apoyado en aparatos de apoyo tipo POT, unidireccionales y multidireccionales.



Lanzamiento de viaducto con autocimbra superior. Paso por pila en A (punto fijo del tablero)

314. EL PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LOS ACCESOS AL NUEVO PUENTE DE PUMAREJO EN BARRANQUILLA, COLOMBIA

DETAIL DESIGN OF THE APPROACH VIADUCTS OF THE NEW PUMAREJO BRIDGE IN BARRANQUILLA, COLOMBIA

Francisco Millanes Mato. IDEAM SA. Presidente. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. general@ideam.es

Miguel Ortega Cornejo. IDEAM SA. Director de Ingeniería. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. miguel.ortega@ideam.es

Enrique Bordó Bujalance. IDEAM SA. Director de Departamento.

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. enrique.bordo@ideam.es

Fernando Ruano Parra. IDEAM SA. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fernando.ruano@ideam.es

Ildefonso de la Cruz Hebrero. IDEAM SA. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ildefonso.delacruz@ideam.es

Jokin Ugarte González. IDEAM SA. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jokin.ugarte@ideam.es

Juan Pablo Durán Ruiz. SACYR SA. Director del Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jduran@sacyr.com

David Ordín Barrabés. SACYR SA. Jefe de la Oficina Técnica. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. dordin@sacyr.com

Autocimbra, sismo, cajón pretensado, construcción evolutiva, pretensado transversal.

Movable scaffolding system, seism, concrete prestressed box girder, evolutive construction, transverse prestressing.

El Nuevo Puente de Pumarejo en Barranquilla, Colombia, concebido para mejorar la comunicación entre Barranquilla y Santa Marta y habilitar la navegación del río Magdalena para embarcaciones de gran calado, tiene la difícil tarea de sustituir a la estructura actual, auténtico icono del país diseñado por el insigne ingeniero Morandi y uno de los puentes más significativos del siglo XX. Con un tramo atirantado central de 800 m y sendos viaductos de acceso de 618 m y 755 m, la nueva estructura, continua de 2.173 m de longitud, será una de las obras de ingeniería señeras de Sudamérica.

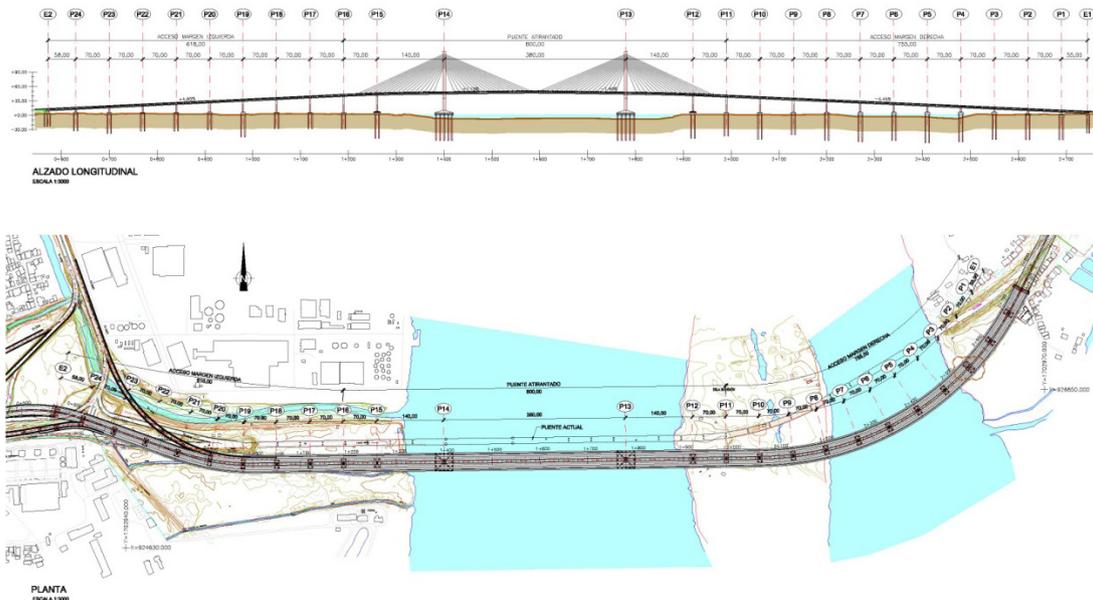
Los viaductos de acceso, con un ancho variable entre 35,1 m y 41 m, se resuelven mediante una estructura continua con vanos tipo de 70 m. La sección del tablero está conformada por un cajón de hormigón con grandes voladizos laterales apuntalados por jalalcones prefabricados.

El proyecto inicial se había concebido con un proceso constructivo vano a vano con dovelas prefabricadas, si bien el consorcio adjudicatario SES, liderado por SACYR, optó por la ejecución del tablero "in situ" con autocimbra que se adapta mejor a la tradición constructiva local. Esta modificación tiene una gran incidencia en la concepción estructural del tablero y en los detalles, lo que ha obligado a la redacción por parte de IDEAM de un proyecto específico para su adecuación al nuevo proceso de ejecución.

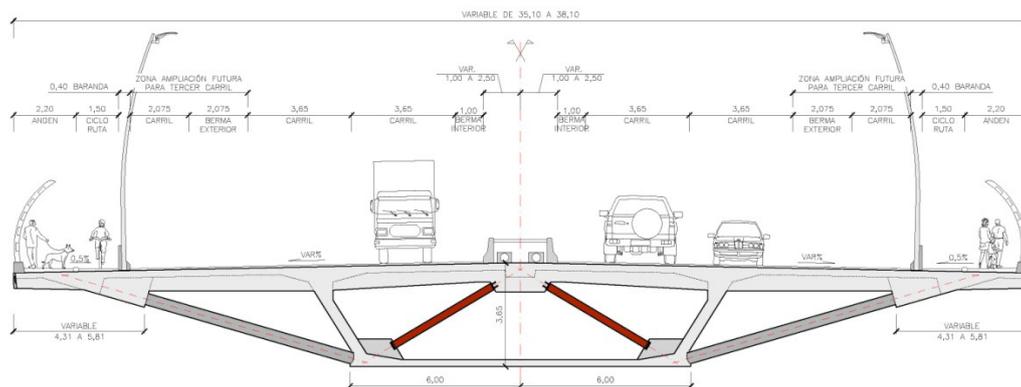
Es reseñable que los medios auxiliares necesarios para la construcción de esta estructura de estas dimensiones, quedan fuera de las magnitudes habituales. Tal es el caso de la autocimbra y los carros de voladizos, fabricados exprofeso para este puente, y que se sitúa entre los mayores empleadas hasta la fecha en el mundo.

La conexión de los viales adyacentes a la estructura principal del Nuevo Puente de Pumarejo, se materializa mediante unos ramales constituidos por viaductos continuos de hormigón pretensado. Estas estructuras, de longitudes 292,5 m y 280,45 m con vanos de luces de hasta 62 m, presentan una cierta complejidad geométrica y estructural especialmente por su complicada vinculación a los accesos del puente principal.

Además de la descripción de los aspectos más relevantes del nuevo proceso de ejecución, el artículo expondrá las implicaciones que esta



Alzado y planta del Nuevo Puente de Pumarejo



Sección transversal de los accesos del Nuevo Puente de Pumarejo

modificación constructiva ha tenido tanto en la concepción estructural, como en el desarrollo de detalles específicos de adaptación a los medios auxiliares en los vanos de acceso y ramales de acceso.

316. VIADUCTOS MIXTOS DEL ENLACE DE GEREDIAGA EN VIZCAYA

STEEL-CONCRETE COMPOSITE VIADUCTS IN GEREDIAGA JUNCTION

Arturo Ruiz de Villa Valdés. AR2V Ingeniería. Director General. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. arturo.ruizdevilla@ar2v.com
 Javier Oliva Quecedo. AR2V Ingeniería. Jefe de Proyecto. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. javier.olivaquecedo@ar2v.com
 Iñaki Auzmendi Alfaro. AR2V Ingeniería. Jefe de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. inaki.auzmendi@ar2v.com

Puente mixto, cajón metálico, enlace, puente de carretera, bifurcación.

Steel-concrete composite bridge, steel box girder, junction, road bridge, splitting.

En agosto de 2016 se puso en servicio el nuevo tramo de autovía entre las localidades vizcaínas de Gerediaga y Elorrio. El enlace de Gerediaga, ubicado en el municipio de Abadiño, sirve de unión de esta vía con la autopista AP-8. Los viaductos objeto de este artículo dan soporte a los distintos ramales de dicho enlace. AR2V Ingeniería es autora del Proyecto Modificado y ha prestado asistencia técnica durante la construcción.

Se trata de tres viaductos diferenciados. Todos ellos son viaductos mixtos formados por cajones de acero y losas de hormigón construidos mediante izado de los cajones metálicos y posterior vertido del hormigón sobre prelasas.

El viaducto de Elorrio es un puente mixto monocajón con una longitud total de 865 metros que se dividen en 17 vanos con una luz máxima de 57,5 m y un canto constante de 2,5 m.

El viaducto Bilbao-Donostia es un puente en doble ramal con doble cajón. La longitud de esa estructura es de 648 + 190 metros divididos en 11 + 4 vanos. La luz máxima es de 62,5 m y el canto es constante de 2,5 m. La anchura del mismo es fuertemente variable entre 15,70 m y 25 m en la zona de bifurcación, lo que condujo a una compleja geometría tanto de los cajones como de la propia losa, con anchuras y espesores variables.

El viaducto sobre la AP8 es un puente mixto de doble cajón con una longitud de 98,5 metros y 4 vanos de 1,5 m de canto constante. Sobre la pila central el apoyo es único para ambos cajones dado el reducido espacio existente en la mediana.



Vista general de los viaductos mixtos del enlace de Gerendiaga (Vizcaya)



Vista de los tres cajones y la bifurcación al fondo

Los tableros se encuentran apoyados en aparatos de neopreno zunchado, algunos fijos y otros deslizantes. En cuanto a las cimentaciones encontramos zapatas superficiales, pilotes y micropilotes.

318. VIADUCTO DE ALMONTE. DISEÑO Y CONTROL DE CONSTRUCCIÓN

ALMONTE VIADUCT. DESIGN AND CONSTRUCTION CONTROL

Guillermo Capellán Miguel. Arenas & Asociados. Director Técnico. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gcapellan@arenasing.com
 Javier Martínez Aparicio. Arenas & Asociados. Coordinador de Construcción. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmartinez@arenasing.com
 Emilio Merino Rasillo. Arenas & Asociados. Coordinador Oficina de Madrid. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. emerino@arenasing.com
 Pascual García Arias. IDOM. Director Ingeniería. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pga@idom.com
 Pablo Jiménez Guijarro. ADIF. Gerente de Área. Adif Alta Velocidad. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pablojimenez@adif.es

Alta velocidad, puente arco, hormigón de altas prestaciones, avance en voladizo, monitorización.

High speed railway, arch bridge, high performance concrete, cantilever construction, monitoring.

La Línea de Alta Velocidad Madrid – Extremadura, cruza sobre el río Almonte en las estribaciones del Embalse de Alcántara, por medio de un gran arco realizado en hormigón de altas prestaciones. Con una luz principal de 384 m entre apoyos, este arco establece un nuevo record mundial como el mayor arco de hormigón para tráfico ferroviario de alta velocidad. La luz e innovaciones de Almonte lo hacen extraordinario incluso en comparación con otros arcos de hormigón sin distinción de tráfico.

Arenas & Asociados es responsable de su diseño, y ha estado involucrado en la construcción como Supervisor en Obra en colaboración con Idom, consultor del tramo completo. Propiedad de Adif, quien ejerce a su vez las labores de Dirección de Obra, la estructura está siendo ejecutada por la UTE AVE Alcántara - Garrovillas, compuesta por el consorcio hispano-portugués FCC-Conduril. Su finalización está prevista para finales de 2016.

El arco ha sido construido por avance en voladizo, con la ayuda de torres provisionales de atirantamiento (usando carros de avance específicamente diseñados para este proyecto por Rúbrica Ingeniería). El tablero se ha ejecutado por medio de una cimbra autolanzable.

Este artículo trata de explicar las técnicas y cálculos estructurales, fuera del trabajo ingenieril convencional, realizados para alcanzar el diseño y construcción del viaducto. Se hace hincapié en las numerosas actividades de supervisión y control llevadas a cabo durante los trabajos de construcción, entre las que se incluye la revisión de los diferentes hormigones dispuestos en obra (incluyendo la verificación de las características del Ultraval HA-80), el control geométrico de la estructura, la instrumentación dispuesta durante la construcción o el sistema de monitorización permanente.



Construcción del tablero mediante autocimbra



Alcanzando el cierre del arco

320. LA FUNCIONALIDAD COMO PARÁMETRO DETERMINANTE DE UN DISEÑO. LA PASARELA PARA PEATONES Y CICLISTAS DE ST. PHILIPS EN BRISTOL

FUNCTIONALITY AS KEY PARAMETER OF A DESIGN. ST. PHILIPS PEDESTRIAN AND CYCLIST BRIDGE IN BRISTOL

Héctor Beade Pereda. Knight Architects. Senior Bridge Designer.

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

h.bead@knightarchitects.co.uk

Rocío Romo Torres. Knight Architects. Bridge Designer. Arquitecta.

r.romo@knightarchitects.co.uk

John McElhinney. CH2M. Principal Bridge Engineer. Civil Engineer (MEng). John.McElhinney@ch2m.com

Bogdan Barbulescu. CH2M. Senior Bridge Engineer. Civil Engineer (MEng). Bogdan.Barbulescu@ch2m.com

Puente urbano, diseño holístico, coincidencia camino-estructura, origami, viga empotrada elásticamente.

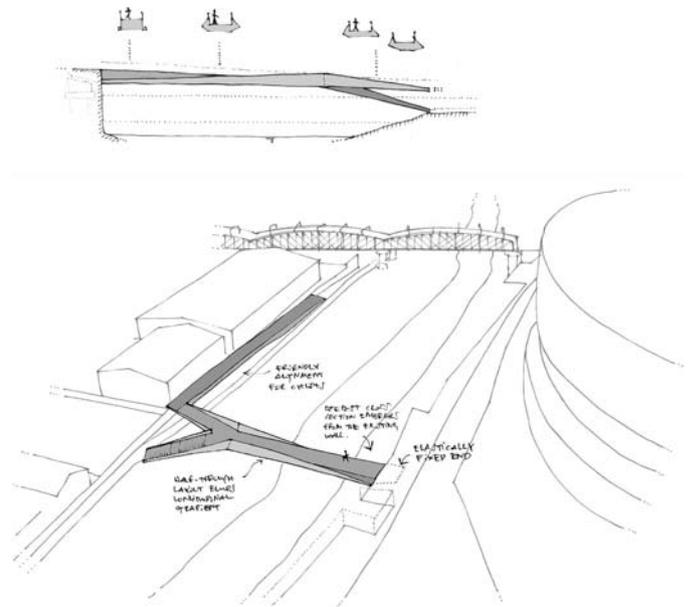
Urban bridge, holistic design, coincidence structure-walkway, origami, elastically fixed beam.

Uno de los múltiples desarrollos urbanos que se están llevando a cabo en Bristol es la transformación de una parcela adyacente a la estación de Temple Meads, anteriormente de uso ferroviario, en lo que se ha denominado Arena Island. La nueva zona incluirá un recinto multiusos con capacidad para 12.000 espectadores, una plaza pública y, posteriormente, un desarrollo de uso mixto. La nueva pasarela de St. Philips, diseñada por Knight Architects y Ch2m para el Ayuntamiento de Bristol, salva el Río Avon conectando el recinto (margen oeste) con un camino fluvial para peatones y ciclistas (margen este).

El diseño pretende resolver un problema complejo: la conexión de dos márgenes con una significativa diferencia de cota, una de ellas un muro de mampostería y la otra un talud verde, una que será desarrollada inmediatamente con estándares arquitectónicos de calidad y la otra manteniéndose por algo más de tiempo como un camino fluvial anexo a un área industrial. El diseño debe ser adecuado tanto a corto como a medio plazo y debe coexistir de forma armoniosa con los puentes existentes en las proximidades y el edificio multiusos.

El puente, innovador en el modo en que geometría y estructura dan respuesta simultánea al problema de cruce, tiene una luz de 50 m, una anchura de 4 m y configuración de Y en planta. Una de sus ramas permite un camino accesible para peatones y ciclistas y la otra, maximizando la funcionalidad, aloja una escalera como parte de la estructura. El puente está simplemente apoyado en su extremo este y empotrado elásticamente en el oeste (gracias a un vano lateral oculto de 2,5 m). Su forma responde simultáneamente a condicionantes estructurales, estéticos y funcionales: la geometría se adapta significativamente a la ley de momentos flectores bajo cargas uniformes, minimiza su canto en la zona en la que existen conflictos hidráulicos y de galíbo y lo maximiza cuando el tablero se encuentra con el masivo muro de mampostería.

Gracias a esta aproximación holística, estética y estructural, el diseño es compacto, simple y elegante, y es claramente legible para tanto los usuarios del puente como los del camino de ribera. La inevitable pendiente longitudinal se difumina gracias al modo en que se materializa la variación de canto, de modo que el diseño no se percibe como un objeto inicialmente concebido para tener una disposición horizontal, un problema frecuente en puentes con pendiente longitudinal significativa.



Croquis preliminares de la pasarela y sus parámetros fundamentales de diseño



Imagen aérea virtual de la pasarela y su entorno

321. NUEVO DISEÑO DEL PONTE DEI CONGRESSI EN ROMA, ITALIA

NEW DESIGN OF PONTE DEI CONGRESSI IN ROME, ITALY

Guillermo Capellán Miguel. Arenas & Asociados. Director Técnico.

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gcapellan@arenasing.com

Miguel Sacristán Montesinos. Arenas & Asociados. Coordinador Oficina de Santander. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

msacristan@arenasing.com

Juan José Arenas de Pablo. Arenas & Asociados. Presidente.

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jjarenas@arenasing.com

Puente arco, Roma, Río Tíber, arco metálico, bowstring.

Arch bridge, Rome, River Tiber, steel arch, bowstring.

El Ponte dei Congressi es una nueva estructura sobre el río Tíber, diseñada por encargo del Comune di Roma.



Vista general del nuevo diseño

El diseño, ha sido desarrollado por la asociación profesional de ingenieros y arquitectos que ganó el concurso internacional de este puente, albergado en 2001. El equipo de profesionales, estaba liderado por Juan José Arenas y Enzo Siviero, y entre otros Roberto & Fabio Di Marco y Studio Transit formaron parte de esa exitosa alianza.

14 años después, el proyecto parece tomar forma y convertirse en realidad, con el comienzo esperado de construcción a principios de 2017. El diseño ha sido adaptado y renovado de acuerdo a los nuevos condicionantes de trazado impuestos.

El nuevo diseño es un arco metálico bowstring de 174 m de luz, que alberga un tablero de 25 m de anchura, y dos pasarelas peatonales laterales suspendidas del tablero principal a distinto nivel, permitiendo el enlace con los nuevos paseos peatonales y carriles bici previstos en ambas riberas del Tíber.

Esta nueva estructura, forma parte de un ambicioso proyecto que se está llevando a cabo para mejorar el acceso a Roma desde el sudoeste. Su cuidada arquitectura, prevé que se convierta en una nueva puerta para todo aquel que arribe al centro de la "ciudad eterna" desde el Aeropuerto de Fiumicino.

Los dos arcos metálicos vuelan sobre el tablero con una configuración espacial y arriostramientos transversales integrados por completo en el diseño. Un conjunto de pares de péndolas paralelas permiten el cuelgue del tablero de los arcos metálicos. Otra de las características especiales del proyecto es la división del tablero en uno de sus extremos por condicionantes de trazado, lo que conlleva la apertura trans-



Imagen detallada de la pasarela peatonal lateral

versal de la geometría del arco, el cual debe abrirse en arranques para permitir la circulación y conectar con el tablero.

324. EXPERIENCIAS EN LA SUSTITUCIÓN DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN SOBRE ESTRUCTURAS EXISTENTES

REPLACEMENT OF BRIDGE GUARDRAILS ON EXISTING STRUCTURES

Noemí Corral Moraleda. LRA Infrastructures Consulting. Ingeniera de Estructuras. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. noemicorral@lraingenieria.es

Paloma Lampaya Nasarre. LRA Infrastructures Consulting. Ingeniera de Estructuras. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. palomalampaya@lraingenieria.es

Tomás Ripa Alonso. LRA Infrastructures Consulting. Socio Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. tomasripa@lraingenieria.es

Sistema de contención, rehabilitación estructuras existentes, refuerzo, nivel de contención, OC 35/2014.

Bridge guardrails, existing structures rehabilitation, reinforcement, containment level, OC 35/2014.

Esta ponencia profundizará en la sustitución de sistemas de contención que se han desarrollado en los últimos meses en estructuras en España, destacándose los sistemas utilizados más novedosos.

Actualmente, los sistemas de contención se deben implantar con marcado CE, cuyo certificado presenta cada fabricante de acuerdo a los ensayos que ha realizado a escala real.

Así, al renovar los sistemas de contención en estructuras existentes resulta fundamental estudiar las características propias de la estructura, las intensidades de tráfico que soporta y su ubicación en el entorno, así como los condicionantes geométricos, materiales constituyentes y esquemas de la sección resistente.

Teniendo todo esto presente, se debe recabar en cada caso toda la información necesaria, tanto de la estructura en cuestión como de los diferentes pretiles existentes en el mercado con marcado CE y el nivel de contención requerido.

Así, los distintos fabricantes deben indicar los requisitos a cumplir en la implantación de su pretil, como anchura de trabajo y deflexión dinámica, y facilitarán los datos de esfuerzos transmitidos a la estructura en el impacto.

Con estos esfuerzos, LRA ha estudiado en cada caso si la estructura existente sería capaz de resistirlos. No obstante, han sido varios los estudios en los que la información de que se disponía de la estructura o la armadura que según proyecto había sido dispuesta, no resultaba suficiente para resistir estos impactos, por lo que se han diseñado los refuerzos más adecuados para posibilitar la implantación del pretil requerido, sin que fuese imprescindible ejecutar los zócalos con los que cada fabricante habría realizado el ensayo.

Este es el caso de la estructura sobre el ferrocarril en el Nudo Manoterías en la M-30, en la que ha sido necesario disponer bandas de fibra de carbono sobre la cara superior de la losa para recoger estos esfuerzos y transmitirlos adecuadamente a la misma, o en el desvío a la Carretera El Pardo también en la M-30, en que se ha reconstruido un zócalo de borde a modo de zuncho de torsión con la armadura necesaria y que se ha conectado a la losa mediante la disposición de U invertidas ancladas químicamente.



Sustitución de pretel H4b metálico con refuerzo de fibras de carbono



Sustitución de pretel H4b de hormigón anclado químicamente

325. PUENTE DE ACCESO A LA NUEVA ISLA DE ZORROTZAURRE: PUENTE FRANK GEHRY

NEW ZORROTZAURRE ISLAND ACCESS BRIDGE IN BILBAO: FRANK GEHRY BRIDGE

Guillermo Capellán Miguel. Arenas & Asociados. Director Técnico. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gcapellan@arenasing.com
 Pablo Alfonso Domínguez. Arenas & Asociados. Jefe de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. palfonso@arenasing.com
 Héctor Beade Pereda. Arenas & Asociados. Coordinador de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. hbeade@arenasing.com
 Jorge López Tamames. Teknés Innovación. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jlopez@teknes.es
 Víctor García Martín. Teknés Innovación. Presidente. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. vgarcia@teknes.es

Puente urbano, viga Fink invertida, monitorización remota, instrumentación.

Urban bridge, inverted Fink truss, remote monitoring, instrumentación.

El museo Guggenheim de Bilbao proyectado por Frank Ghery hizo conocida en todo el mundo a esta ciudad. Su inauguración indujo a una impresionante regeneración urbana a lo largo de los últimos 20 años, transformando su dura imagen industrial en una atractiva ciudad donde vivir y en un destino turístico.

Esta transformación continúa hoy en día y está enfocada en la península (artificial) de Zorrotzaurre. Esta península está siendo transformada en una isla siguiendo el nuevo Master Plan encargado a la arquitecta Zaha Hadid.

El primero de los puentes, llamado Frank Gehry como homenaje del Ayuntamiento de Bilbao a sus excepcionales logros, materializará la

conexión de esta isla con el resto de la trama urbana. El puente salvará el curso de agua con un vano principal de 76.90 m y anchura media de 28 m, utilizando un diseño innovador que combina dos sistemas estructurales: una viga Fink invertida y una viga continua de tres vanos con canto variable. El puente es metálico con tablero rodado mixto. La estructura proporciona transparencia y esbeltez, cumple con los requerimientos hidráulicos y tiene una escala adecuada para un puente urbano en su ubicación.

El sistema estructural, que se compone de una secuencia de mástiles en la que únicamente los dos extremos transmiten la reacción a las cimentaciones, resume una parte de la historia de Bilbao y su ría, evocando su pasado como área industrial portuaria, recordando la sucesión de grúas, mástiles y chimeneas de barcos, torres de las industrias que un día poblaron sus orillas...

Representante del estado del arte en la tecnología de puentes, es un puente de mayor interés por la tipología estructural utilizada, sin precedentes en puentes de carretera, por la singularidad de muchas de las soluciones geométricas desarrolladas y por la instrumentación utilizada. Un sistema remoto de monitorización en tiempo real fue desarrollado para conocer los esfuerzos de cada elemento estructural durante toda la construcción.



Alzado de la estructura



Vista desde el paseo peatonal lateral

329. PASARELA COLGANTE SOBRE EL RÍO PAS

SUSPENSION FOOTBRIDGE OVER PAS RIVER

Javier Oliva Quecedo. AR2V Ingeniería. Jefe de Proyecto. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. javier.olivaquecedo@ar2v.com
 Arturo Ruiz de Villa Valdés. AR2V Ingeniería. Director General. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. arturo.ruizdevilla@ar2v.com

Pasarela peatonal, puente colgante, tablero mixto, cable cerrado, anclajes terreno.

Pedestrian bridge, suspension footbridge, steel-concrete composite deck, full locked cables, ground anchors.

La pasarela se ubica en el término municipal de Piélagos (Cantabria) y cruza el río Pas entre las localidades de Carandía y Zurita.

El tramo central es un tablero colgado de 80 metros de luz. La alineación del tablero es recta en planta y ligeramente convexa en alzado, esta curvatura aumenta la sensación de ligereza de la pasarela.

El tablero cuelga de dos planos de cables que distan 2,0 m entre sí. La directriz del par de cables principales que sujetan el tramo colgado tiene una flecha máxima de 7,0 metros con una relación flecha/luz



Vista general de la pasarela sobre el río Pas



Vista longitudinal desde el interior y péndolas de cuelgue

cercana a 1/11,5. Los cables se anclan en lo alto de las torres metálicas y desde ahí parten los cables rectos de retenida hacia el terreno, estas retenidas mueren en un macizo sujeto al terreno mediante 6 anclajes permanentes de barra. Los cables principales son cables cerrados de 50 mm de diámetro.

La sección del tablero tiene un canto total de 20 cm y una anchura de 1,8 m. Está formada por dos perfiles metálicos laterales en L y una losa de hormigón armado que rellena el espacio entre ambos. El tablero se conecta al cable principal mediante péndolas en espiral de 10 mm cada 3,0 metros. La esbeltez del tablero es de 1/400 (canto/luz) siendo susceptible a fenómenos vibratorios, tanto por el paso de peatones como por el viento. Dichos fenómenos fueron estudiados en detalle durante el proyecto de la pasarela y verificados en su ejecución, resultando un comportamiento de la estructura satisfactorio.

La cota de la pasarela viene definida para salvar el nivel de avenida de 500 años. Para acceder al tramo central se necesitan dos rampas de acceso al estar ambos márgenes por debajo de él. En la margen izquierda el desnivel a salvar es de 2,8 m, en la derecha de 1,2 m.

334. EL VIADUCTO DEL CORGO Y EL VIADUCTO TRANS-RHUMEL, DOS EJEMPLOS DE CONSTRUCCIÓN IN SITU DE TABLEROS ATIRANTADOS EJECUTADOS POR VOLADIZOS SUCESIVOS

TRANS-RHUMEL VIADUCT AND CORGO VIADUCT. TWO EXAMPLES OF IN-SITU CONCRETE CABLE-STAYED BRIDGES CONSTRUCTION BY BALANCED CANTILEVER METHOD

Aquilino Raimundo. Strukturas AS. Marketing and Sales Manager. Civil Engineer. ar@strukturas.no

Daniel Rodríguez Pereiras. Avensi Ingeniería y Construcción. Gerente. Ingeniero Técnico Industrial. daniel.rodriguez@avensi.es

Atirantado, voladizos sucesivos, carros de voladizos, hormigonado in-situ.

Cable-stayed, balanced cantilever, formtravellers, in-situ.

El viaducto del Corgo y el viaducto Trans - Rhumel son dos ejemplos de tableros de puentes atirantados con tablero de hormigón construido in-situ por medio de carros de voladizos sucesivos.



Carro de voladizos en el viaducto del Corgo

El viaducto del Corgo, de hormigón pretensado, tiene una longitud total de 2.796 metros y se divide en tres sub-pasos elevados continuos, el oeste, el este y el centro, que consta de un tramo central atirantado entre dos pilonos.

La parte central sobre el río Corgo presenta un tablero atirantado de tres vanos, construido por voladizos sucesivos en consola. El restante viaducto fue construido por tramos ejecutados mediante cimbras autolanzables. La coronación de los pilonos está a 300 m de altura con respecto al nivel del cauce del río.

Con una longitud de 2.796 metros y un tramo central atirantado de 300 m de luz, el Viaducto de Corgo se inserta en la autopista Trasmontana entre Vila Real y Bragança. El viaducto, que se levanta al sur de la ciudad de Vila Real, entre la parada Dies y Folhadela, será el más alto construido en el país.

Las pilas principales del puente son de 134 metros de altura entre la cimentación y la placa base (inclusive), mientras que los mástiles se elevan 63 metros sobre el tablero. La altura desde la base hasta la cima de los pilonos es de 197 metros. El punto de mayor altura sobre el fondo del valle, cuenta con una altura de 230 m sobre el río Corgo.

El caso del viaducto Trans-Rhumel es muy similar al viaducto del Corgo. Se trata de un viaducto con una longitud total de 1.119 metros, con una parte central atirantada de 3 vanos y una luz máxima de 245 m. La altura de los pilonos es de 130 metros construida por voladizos



Viaducto Trans-Rhumel

sucesivos en consola. Este puente es localmente conocido por ser el primer suceso de especial interés en la ciudad desde la independencia, con lo que es comúnmente conocido como el puente de la independencia entre los vecinos.

337. PUENTE DE LA FLORIDA, OVIEDO

LA FLORIDA SUSPENSION BRIDGE. OVIEDO, SPAIN

Guillermo Capellán Miguel. Arenas & Asociados. Director Técnico. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gcapellan@arenasing.com
Alejandro Godoy Ansótegui. Arenas & Asociados. Jefe de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. agodoy@arenasing.com
Mariana García Pérez. Arenas & Asociados. Ingeniera de Proyecto. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. mgarcia@arenasing.com
Santiago Guerra Soto. Arenas & Asociados. Coordinador de Calidad. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. sguerra@arenasing.com

Rotonda volada, puente urbano, sistema de suspensión, anillo de retenida, pasarelas peatonales.

Suspended roundabout, urban bridge, suspension system, counterweight ring, escort footbridges.

El Puente de La Florida, es un proyecto promovido por el Ayuntamiento de Oviedo, para enlazar el barrio de La Florida y el Parque del Oeste, con un coste final de 5,9 millones de euros.

El diseño final, desarrollado por Arenas & Asociados, representa una innovación en puentes urbanos carreteros, resolviendo la conexión entre ambos áreas mediante una rotonda volada semicircular, suspendida de su interior por medio de un sistema de atirantamiento. Su construcción, de gran complejidad, ha sido llevada a cabo por Assignia Infraestructuras.

La principal novedad de esta solución es que los tirantes de cuelgue y retenida, se encuentran fijos al mismo sistema de suspensión, compuesto por dos cables principales realizando un lazo, y anclados en un mástil articulado.

La estructura se completa con un viaducto de acceso en hormigón postensado, un vano de conexión mixto entre rotonda y viaducto,



Vista del Puente de La Florida desde el Parque del Oeste

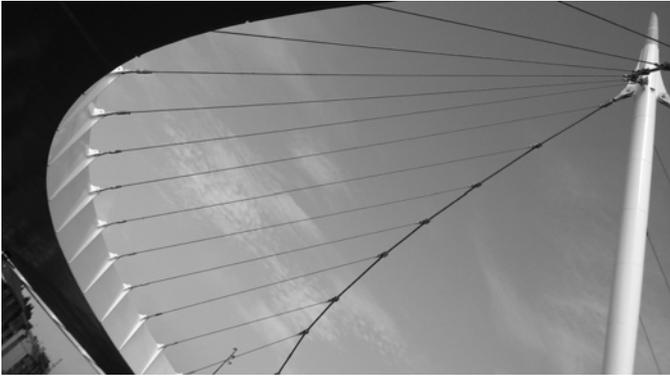


Imagen artística de tablero, mástil y sistema de anclaje

dos pasarelas en voladizo que surgen del tablero de hormigón para volar paralelas a la rotonda (a la que se unen mediante costillas), y finalmente un anillo de hormigón que actúa como anclaje de redonda.

338. SUSTITUCIÓN DE ANCLAJES VERTICALES DE ESTRIBOS EN EL ENLACE DE LA A-42 CON LA N-400

REPLACEMENT OF ABUTMENT VERTICAL ANCHORAGE SYSTEM IN THE JUNCTION BETWEEN A-42 AND N-400

Ignacio Rueda Sastre. LRA Infrastructures Consulting. Ingeniero de Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. nachorueda@lraingenieria.es

Tomás Ripa Alonso. LRA Infrastructures Consulting. Socio Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. tomasripa@lraingenieria.es

Tope antilevantamiento, barras pretensadas, anclaje vertical, estructura hiperestática, estribo.

Antilifting stop, prestressed rods, vertical anchorage, hyperstatic structure, abutment.

La disposición de vanos laterales de luces del orden del 40-45% del central obliga a disponer anclajes verticales en los estribos, para evitar el levantamiento de los extremos del tablero frente a cargas permanentes y sobrecargas en el vano central.

En tres de las cuatro estructuras que conforman el enlace de la autovía A-42 con la N-400, en la provincia de Toledo, se observó un estado de corrosión avanzado en los cables de pretensado. Estos deterioros estructurales graves implicaron la necesidad de una actuación de reparación con carácter urgente, procediendo además a la sustitución de los aparatos de apoyo, los cuales se encontraban en el final de su vida útil.

En los ramales del enlace los anclajes estaban constituidos por barras pasivas; mientras que en el tronco de la autovía, debido a una reacción de levantamiento mayor, el anclaje estaba formado por tendones de pretensado situados a ambos lados de los apoyos.

En las estructuras de los ramales se planteó la ejecución de unos nuevos anclajes verticales pretensados que complementarían a los pasivos existentes, situándose en el lado opuesto de cada apoyo. Estos anclajes están compuestos por una barra rígida de pretensado autoprotegida con tuercas y placas esféricas en sus extremos,



Anclaje vertical con barras pretensadas autoprotegidas

para permitir los giros originados por los movimientos horizontales de la estructura. Una vez llevada a cabo la sustitución de los aparatos de apoyo del estribo se procedió a tesar las barras desde la cara inferior del estribo, evitando cualquier afección al tráfico, asegurando una precompresión de los aparatos de apoyo del orden de 3,0 MPa.

En el caso de la estructura del tronco la distancia a la que deberían disponerse las barras, debido a la sección transversal, induce una flexión que la riostra del tablero y el cargadero son incapaces de soportar. Se consideró, por tanto, la ejecución de un sistema de topes antilevantamiento colocados por delante de los estribos, uno por apoyo. Este sistema, compuesto por estructuras metálicas atornilladas, permite su montaje en obra actuando desde la cara inferior del tablero afectando mínimamente al tráfico de la A-42. Esta estructura se ancla al tablero mediante 8 barras pretensadas, enfiladas en taladros rellenos de mortero, de forma que se asegure un correcto contacto entre las basas metálicas y la cara inferior del tablero. Los esfuerzos se transmiten al cargadero a través de un tetón metálico anclado químicamente al estribo.



Topes antilevantamiento en estribos

342. DIAGNÓSTICO Y REPARACIÓN DE LOS PILONOS DEL PUENTE DE RANDE

ASSESSMENT AND REPAIR OF PYLONS OF RANDE BRIDGE

Fernando Rodríguez García. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Director de Departamento. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. frg@fhcor.es

Pilar Segura Pérez. DRAGADOS, S.A. Jefa del Servicio de Materiales y Firmes. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. psegura@dragados.com

José Millán Pérez. Galaicontrol. Director Técnico. Licenciado en Ciencias Químicas. jmillan@galaicontrol.com

Javier Martínez González. FHECOR Ingenieros Consultores. Ingeniero de Proyecto. Departamento de Ingeniería de Materiales. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmg@fhcor.es

Puente, corrosión, durabilidad, vida útil, reparación.

Bridge, corrosion, durability, lifetime, repair.

La finalización del Puente de Rande tuvo lugar en 1978, si bien su puesta en servicio fue en 1981. Se trata, por lo tanto, de una estructura que ya ha consumido 34 años de su "vida útil" original.

Durante su vida de servicio ha experimentado diversas actuaciones de mantenimiento, entre las que cabe señalar la de 1991 que afectó básicamente a la parte metálica del tablero y la de 2013-14, que afectó a los elementos de hormigón de los pilonos ubicados por debajo de la cota del tablero.

Recientemente se han llevado a cabo los trabajos para la ampliación de la AP-9, con la consiguiente necesidad de aumentar el número de carriles que transcurren por el Puente. Con tal motivo, la Propiedad ha definido una vida útil de 100 años a partir de la finalización de los referidos trabajos de ampliación.

Para ello, se ha considerado una caracterización adicional relativa a aquellos parámetros que permitan estimar la vida útil residual de la estructura actual y, en su caso, sirvan de base para plantear estrategias de durabilidad específicas que resuelvan posibles déficit de vida útil respecto a los 100 años especificados.

Además, hay que tener en cuenta que la casuística que presentaba el puente existente tanto desde el punto de vista resistente como de durabilidad era muy amplia, ya que se emplearon diferentes procedi-



Detalle de armaduras

mientos constructivos y diferentes centrales de hormigonado. Por otra parte, hay zonas que han sido objeto de reparación reciente y otras que no, los niveles de exposición son muy diferentes en función del alejamiento a la cota de nivel del mar, etc. Todo ello ha obligado a caracterizar de forma independiente diferentes elementos.

Esta comunicación por objeto describir los criterios seguidos para la caracterización del hormigón como material que forma parte de los pilonos del puente principal del Puente de Rande así como la reparación efectuada en los mismos.

343. PROYECTO DE SUSTITUCIÓN DEL GERALD DESMOND BRIDGE. CONSTRUCCIÓN DE LOS VANOS DE APROXIMACIÓN MEDIANTE CIMBRA AUTOLANZABLE

THE GERALD DESMOND BRIDGE REPLACEMENT PROJECT. MOVABLE SCAFFOLDING SYSTEM FOR THE APPROACHING BRIDGE

Aquilino Raimundo. Strukturas AS. Marketing and Sales Manager. Civil Engineer. ar@strukturas.no

José Antonio Becerra Mosquera. Avensi Ingeniería y Construcción. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. j.a.becerra@avensi.es

Daniel Rodríguez Pereiras. Avensi Ingeniería y Construcción. Gerente. Ingeniero Técnico Industrial. daniel.rodriguez@avensi.es

Atirantado, cimbra autolanzable, hormigonado in-situ.

Cable-stayed, movable scaffolding system, in-situ.

El proyecto de sustitución del Gerald Desmond Bridge es un proyecto de colaboración ente Caltrans y el puerto de Long Beach y colaboración del "U.S. Department of Transportation" y el "Los Angeles County Metropolitan Transportation Authority (Metro)". El proyecto consiste en la sustitución del actual puente, construido en 1968 sobre el Back Channel del puerto de Long Beach por un puente atirantado con un vano principal de 305 m de longitud situados 61 m sobre el Back Channel y dos vanos extremos de 152 m. El puente se ha concebido mediante dos torres de fuste único de 155 m de altura máxima.

El Gerald Desmond Bridge se ha convertido en una parte vital de las infraestructuras de la nación, con casi el 15% del total del tráfico de mercancías marítimo pasando por debajo del puente. Es un punto crítico de acceso al puerto de Long Beach, a la ciudad de Long Beach y a su área metropolitana.

Para el nuevo puente se adoptará una solución de puente atirantado, y el diseño será lo suficientemente alto para el paso de las nuevas generaciones de barcos de carga. Además de esto, el nuevo puente será más amplio y será capaz de dar cabida a los volúmenes de tráfico presentes y futuros.

El Gerald Desmond Bridge ha sido designado como una ruta intermodal de conexión dentro del "sistema nacional de autopistas" y una parte de la red estratégica federal de autopistas. Es una infraestructura crítica que da servicio a los puertos de Long Beach y Los Angeles, las ciudades de Long Beach y Los Angeles, y a los condados Orange, así como toda la nación.

Los principales Beneficios que aportará la construcción del nuevo puente serán los siguientes: Tres carriles por sentido de circulación para mejorar el flujo de tráfico, carriles de emergencia en los puntos de entrada y salida de cada dirección para reducir los retrasos debidos a los accidentes. Una altura libre total de 205 pies para dar cabida a los nuevos buques portacontenedores, nuevas mejoras para el tráfico pedestre y de bicicletas, incluyendo al menos 3 miradores panorámicos.



Cimbra autolanzable en viaductos de aproximación



Nuevo Gerald Desmond Bridge

346. ASSESSMENT AND STRENGTHENING EXPERIENCE WITH BRIDGES IN GERMANY

ASSESSMENT AND STRENGTHENING EXPERIENCE WITH BRIDGES IN GERMANY

Michael Müller. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure. Director Proyectos Internacionales, Corporate Offi. Dipl.-Ing. michael.mueller@lap-consult.com

Volkhard Angelmaier. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure. Member Executive Board. Dipl.-Ing. volkhard.angelmaier@lap-consult.com

Wolfgang Eilzer. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure. CEO. Dipl.-Ing. wolfgang.eilzer@lap-consult.com

Rehabilitación, inspección, ampliación, monitoreo, checking.

Rehabilitation, inspection, broadening, monitoring, checking.

Repair and maintenance of bridges gain constantly importance for the infrastructure sector. Considering the 40.000 bridges of federal highways in Germany; their functioning is the mandatory basis to ensure the mobility of a modern society. After having built up and expanded successfully the road network in the eastern part of Germany strengthening of existing structures in the western part of Germany became the big challenge for the near future.

The strengthening of bridge structures need to be guided by a holistic approach. Therefore, the whole spectrum of the engineering

disciplines starting with evaluation and finishing with the professional execution of the works is required. It is essential to have a close coordination between different disciplines:

- Inspection, monitoring,
- Evaluation and rating,
- Planning and checking.

The need for strengthening of a structure can get initiated by various reasons:

- Low rating, emergency repair.
- Increase of the overall capacity for higher live loads
- Rehabilitation
- Repair of specific deficits
- Provision against future damages.

The services to the Bridge Departments comprise the following steps.

- Complete inspection according DIN 1076,
- Analysis and evaluation according to "Nachrechnungsrichtlinie",
- Design and tendering of rehabilitation and repair works,
- Design and tendering of immediate repair works to stop increasing damages to the structure,
- Planning and implementation of a monitoring program in relation to dynamic loading and fatigue issues.

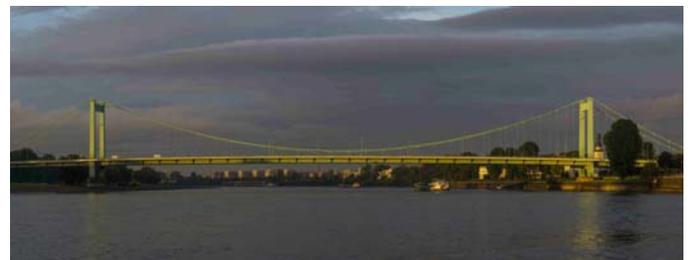
With two examples, the Kochertalbridge and the Rhine Bridge Cologne-Mülheim, we will present a couple of specific experiences related to the strengthening topic.

The Kochertalbridge (Fig.1), built as prestressed concrete structure was built in the 1970s with an overall length of 1128 m and a maximum of 185 m above the valley is the highest viaduct in Germany. Due to increasing traffic loads, the viaduct had to be rehabilitated.

The approx. 1054 m long Suspension Bridge Cologne-Mülheim (Fig.2) is a steel bridge with at total length of 485m and a main span of 315m. After more than 60 years of service and increasing traffic



Kochertalbridge, Germany. Design by Fritz Leonhardt in 1976



Suspension Bridge Cologne-Mülheim

loads the Mülheim Bridge, listed as historic monument, has to be recalculated, refurbished and strengthened to ensure the future long-term serviceability of this important river crossing.

The presentation will focus on the wide range of engineering services involved in such a rehabilitation planning of and the specific experience gained through strengthening projects.

348. PUENTE DE QUEENSFERRY. DISEÑO CONCEPTUAL Y DISEÑO BASE

QUEENSFERRY CROSSING – DEVELOPMENT FOR CONCEPT TO SPECIMEN DESIGN

Richard Hornby. ARUP. Director. Civil Engineer. MA MICE.
richard.hornby@arup.com

Matt Carter. ARUP. Director. Civil Engineer. PE CEng.
matt.carter@arup.com

Steve Kite. ARUP. Associate Director. Civil Engineer. CEng.
steve.kite@arup.com<

Billy Minto. Transport Scotland. Structures Manager. Civil Engineer.
billy.minto@transportscotland.gsi.gov.uk

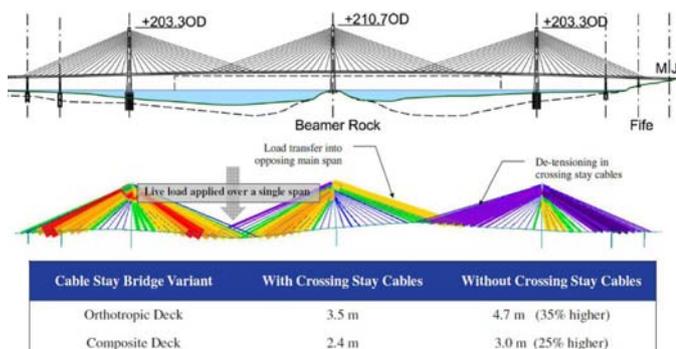
Atirantado, mixto, tres torres, cables cruzados, diseño preliminar.

Cable stayed, composite, 3 tower, overlapping stays, specimen design.

Este artículo describe el desarrollo del proyecto desde la fase conceptual al diseño base en las diferentes alternativas, tablero ortótropo, mixto y de hormigón para este puente atirantado de tres torres que cruza el estrecho de Forth en Escocia. El puente sustenta actualmente el record de vano en sección mixta y el mayor vano múltiple atirantado.

El artículo describe cada opción considerada y el proceso de selección efectuado. En él se estudian y analizan y comprueban que los conceptos seleccionados son realizables y económicos. Asimismo, se describe el proceso de concurso de construcción propuesto incluyendo el proyecto Base y los planos de definición del mismo. El grado de detalle alcanzado en el proyecto base permitió elaborar un criterio de diseño específico para el puente, permitiendo mostrar una solución realizable desde el punto de vista de un proyecto de diseño y construcción pero también satisfaciendo los requerimientos del cliente.

El proceso de innovación incluyó la evaluación e implementación por primera vez de un sistema de atirantamiento cruzado para resistir eficientemente las cargas asimétricas en un puente atirantado multi-vano. El cálculo de impacto de barco se realizó con un



Efecto rigidizador de los cables cruzados



Three centuries of bridge engineering

cálculo completamente probabilístico basado en los principios de ALARP. Asimismo una especificación de monitorización e inspección de “estado del arte” formo parte de los requerimientos del diseño base.

El puente representa el mayor proyecto de infraestructura de Escocia de esta generación y el resultado, un puente del siglo XXI encaja junto sus vecinos, puentes icónicos del siglo XX y XIX.

352. TAMINA CANYON CROSSING, BAD RAGAZ, SWITZERLAND

TAMINA CANYON CROSSING, BAD RAGAZ, SWITZERLAND

Volkhard Angelmaier. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure. Member Executive Board. Dipl.-Ing.
volkhard.angelmaier@lap-consult.com

Wolfgang Eilzer. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure. CEO. Dipl.-Ing. wolfgang.eilzer@lap-consult.com

Michael Müller. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure. Director Proyectos Internacionales, Corporate Offi. Dipl.-Ing.
michael.mueller@lap-consult.com

Holger Haug. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure. Director Proyectos Nacionales. Dipl.-Ing. holger.haug@lap-consult.com

Puente arco, estructura integral, construcción en voladizo sucesivo, rótulas en concreto.

Arch bridge, integral structure, cantilever construction, concrete hinges.

In 2007 the City of St. Gallen, Switzerland, has announced a public competition for a new bridge across the Tamina Canyon. The new road should bypass the village of Pfäfers in the northwest and lead into the district of Bofel. From Bofel to the district of Berg on the other side of the Tamina valley (fig. 1) a 400 m long bridge is built, crossing at the gorge at about 200 m height, becoming the most important and outstanding bridge construction in Switzerland of the last years.

Bridging the Tamina gorge requires exceptionally high standards for a harmonious integration of the structure in the natural surroundings. For achieving this objective, sensitive handling of the boundary conditions and local conditions are essential. This is particularly the case



Figure 1. Tamina Canyon Bridge, Switzerland

for the technically demanding stages of construction of the bridge with the least possible disturbance of the nature reserve.

The response to the invitation for this anonymous, unrestricted design competition was overwhelming with 24 entries and, within these, 14 arches of different shape and configuration had been proposed. In a two stage tedious selection process the jury came to the conclusion to select the presented scheme which had been developed by Leonhardt, Andrä und Partner.

Summary of the concept and principal design aspects:

- Tamina gorge to be crossed column-free (reinforced concrete arch with 265 m span).
- End region of the hillside areas had to be also column-free (rigid frame with 89 m span Bofel side).
- Construction of the main opening had to be by balanced cantilever method with a temporary stay system.
- Integral structure by monolithic connections of all main components (bearings only at the abutments) and thus a high degree of durability, robustness and redundancy. Use of concrete hinges at all piers.
- Extension of the typical appearance of arch structures by radial arrangement of the piers which brings distinct static advantages due to shorter end spans and in general (compared to vertical piers) showing a very favorable loading for the arch.
- The three small piers over the arch have as well from solid sections. In elevation these appear very slender since they are provided with hinged supports at the superstructure and at the arch.

The presentation will focus on the design concept, some particular details such as the concrete hinges and their design criteria, as well as the challenging construction process.

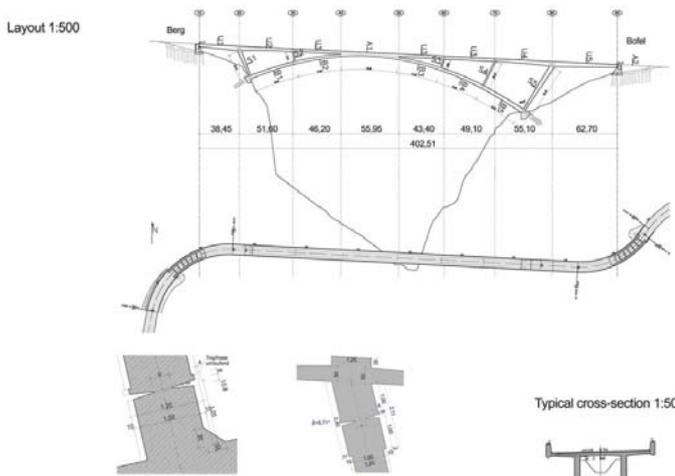


Figure 2. Layout, Cross-Sections and Concrete Hinges

353. DISEÑO DE 2 NUEVOS PUENTES EN LIMA: PUENTE JUNÍN Y PUENTE LEONCIO PRADO

DESIGN OF TWO NEW BRIDGES IN LIMA: JUNÍN BRIDGE AND LEONCIO PRADO BRIDGE

Guillermo Capellán Miguel. Arenas & Asociados. Director Técnico. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gcapellan@arenasing.com
 Miguel Sacristán Montesinos. Arenas & Asociados. Coordinador Oficina de Santander. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. msacristan@arenasing.com
 Alejandro Godoy Ansótegui. Arenas & Asociados. Jefe de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. agodoy@arenasing.com
 Carlos David Alonso Velasco. Arenas & Asociados. Jefe de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. calonso@arenasing.com
 José Luis Pando Anta. Arenas & Asociados. Coordinador Oficina de Lima. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jlpando@arenasing.com

Lima (Perú), puente arco atirantado, bowstring, péndolas, tablero mixto.

Lima (Peru), tied arch bridge, bowstring, hangers, composite deck.

La Avenida Paseo de la República es un eje vertebrador en la ciudad de Lima, que debido a su condición de trinchera, supone un gran obstáculo entre los distritos de Surquillo y Miraflores.

Con el fin de facilitar una mayor permeabilidad de tráfico entre estos dos barrios, se han proyectado los puentes de Junín y de Leoncio Prado. Puentes plenamente urbanos que darán servicio a peatones y vehículos.

La solución planteada para los dos puentes, debido a las limitaciones de gálibo, y a fin de despejar completamente los carriles de la Avenida de la República de pilas intermedias que supongan un peligro constante de accidentes, se trata de un puente arco superior atirantado por el tablero (arco "bowstring") con dos arcos metálicos sin arriostrar que separan el tráfico peatonal del rodado, unidos por un tablero mixto de acero y hormigón.

Sin embargo, el diseño de ambos puentes se ha cuidado por separado, debido a la variabilidad en sus luces y anchos, por lo que cada uno presenta una geometría claramente diferenciada.

El puente de Leoncio, de 42,8 metros de luz entre apoyos, es el arco más rebajado, que 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



Imagen renderizada del Puente Junín



Imagen en escorzo del Puente Leoncio Prado



Render del puente terminado

longitudinales tienen 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 el puente de Junín, de 55,50 metros 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 de 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.

En ambos puentes se ha querido implementar una zona ajardinada entre los arcos y la zona de tráfico rodado, que acentúa todavía más la separación entre las distintas circulaciones del puente.

354. EL PUENTE QUEENSFERRY CROSSING. DESARROLLO DEL DISEÑO GANADOR

QUEENSFERRY CROSSING BRIDGE. DEVELOPMENT OF THE WINNING DESIGN

Joseph Michael Martin. Morrison Construction. Project Director. BSc; C Eng; MICE. michael.martin@fbcjv.co.uk
 Peter Curran. Ramboll UK. International Bridge Director. CEng, BSc, MICE, MStructE. peter.curran@ramboll.co.uk
 Felipe Tarquis Alfonso. DRAGADOS. Dirección Técnica. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ftarquisa@dragados.com
 Peter Walser. Leonhard, Andrä & Partners. Director of Projects. Dipl.-Ing. Structural Engineering. Peter.Walser@lap-consult.com
 Stephan Hamm. Hochtief Solutions AG. Head of Bridges and Civil Structures. Dipl.-Ing. Civil Engineering. stephan.hamm@hochtief.de

Queensferry Crossing, puente atirantado, cables cruzados.

Queensferry Crossing, cable stayed, crossing cables.

El Nuevo Queensferry Crossing es un puente atirantado, diseñado para complementar los existentes Forth Road Bridge y el histórico Forth Rail Bridge del siglo XIX. Junto con estas dos icónicas estructuras, el nuevo puente formará un escenario único de tres puentes de talla mundial, cada uno de ellos exponente del estado del arte de la técnica de puentes en los últimos tres siglos. Tras su finalización, será el puente atirantado de tres torres con mayor luz del mundo, así como la mayor luz con tablero mixto.

El puente tiene 2.637,5 m entre estribos y consta de un tramo atirantado con tres torres y la característica única de tirantes que se soportan en el centro de los vanos, que tienen 650 m de luz cada uno. La



Puente durante la construcción

aproximación sur se realiza por medio de un puente continuo de aproximadamente 0,5 km de longitud.

Tras un detallado proceso de estudio de soluciones y diseño preliminar llevado a cabo por el cliente (Transport Scotland), se abrió un proceso de oferta y diálogo, durante el cual el consorcio ganador, junto con su ingeniería, desarrollaron el diseño final.

355. NUEVO QUEENSFERRY CROSSING. LANZAMIENTO DEL VIADUCTO DE ACCESO SUR

NEW QUEENSFERRY CROSSING. SOUTH APPROACH VIADUCT LAUNCHING

Héctor Bernardo Gutiérrez. DRAGADOS. Dirección Técnica. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. hbernardog@dragados.com
 Antonio Vázquez Salgueiro. DRAGADOS. Engineering Manager. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. avazquez@dragados.com
 José Manuel González Barcina. ALEPH Consultores. Director. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmgb@alephconsultores.com
 Francisco Niño Tejedor. ALEPH Consultores. Director. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fnino@alephconsultores.com
 Steve Thompson. Ramboll UK. Director Bridges. Eurlng, BEgn (Hons), CEng, MICE. steve.thompson@ramboll.co.uk

Queensferry Crossing, viaducto de acceso, lanzamiento, puente mixto.

Queensferry Crossing, approach viaduct, launching, composite deck.

Los viaductos de acceso sur y norte del nuevo Queensferry Crossing consisten en dos tableros mixtos paralelos sobre pilas en forma de V.



Vista aérea tras el empuje



Torres de atirantamiento

El viaducto sur (AVS) tiene una longitud total de 545,25 m y se sustenta sobre 6 pilas, estando las tres últimas cimentadas en el agua. Las luces son $64 + 80 + 90 + 3 \times 87$ m además de un voladizo final de 48 m que más tarde es conectado con el tablero de la parte atirantada, que se construye por avance en voladizo sobre el agua. El perfil longitudinal es un acuerdo curvo de 45.000 m de radio y una pendiente media del 1,26%.

La metodología de construcción escogida ha sido el empuje incremental de la parte metálica, con un hormigonado de la losa en fase posterior. El peso de acero es de 2.600 t por tablero. Teniendo en cuenta una previsión de 500 t para el hormigón de la doble acción mixta y 100 t de la torre de atirantamiento provisional, el peso total a empujar era de unas 3.200 t por tablero.

Una vez completado el lanzamiento, el tablero se frenó longitudinalmente y fue descendido a los apoyos permanentes. En ese momento se comenzó la construcción de la losa de hormigón, realizada en dos fases. La primera correspondiente a la parte entre almas, con los voladizos en una segunda fase.

359. DISEÑO DE LA PASARELA DE RAOS SOBRE LA A-67, SANTANDER

DESIGN OF RAOS FOOTBRIDGE, OVER THE A-67 MOTORWAY IN SANTANDER

Guillermo Capellán Miguel. Arenas & Asociados. Director Técnico.
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gcapellan@arenasing.com

Miguel Sacristán Montesinos. Arenas & Asociados. Coordinador Oficina de Santander. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
msacristan@arenasing.com

Alejandro Godoy Ansótegui. Arenas & Asociados. Jefe de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. agodoy@arenasing.com
Marianela García Pérez. Arenas & Asociados. Ingeniera de Proyecto. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. mgarcia@arenasing.com

Pasarela, senda ciclable, tetrápodo, estructura mixta, gálibo reducido.

Footbridge, cycle path, tetrapod, composite structure, reduced clearance.

Enmarcado en el proyecto de Senda Ciclable del Arco de la Bahía de Santander, la Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria, encargó a Arenas & Asociados el diseño de una pasarela peatonal y ciclable que permitiese conectar los barrios de Nueva Montaña y Raos, en Santander.

Se trata de una pasarela de 210 m de longitud, con un tramo central de estructura metálica de 106 m y dos rampas en forma de losas de hormigón armado de 43 y 61 m al Norte y Sur respectivamente, con un 6% de pendiente. Las rampas y pasarela poseen una planta ligeramente curva para adaptarse al cruce, y producir la mínima afección a las infraestructuras existentes manteniendo las distancias y gálibos libres necesarios máximos posibles en el emplazamiento.



Vista general de la pasarela



Vista aérea. Integración en el entorno

El tramo principal, de sección mixta en forma de U y canto 1,20 m, permite cruzar sobre la autovía A-67 y sobre las vías de ADIF y FEVE con dos vanos principales de 36 m. La rasante de la estructura resalta los gálibos verticales libres de 5,50 m sobre la autovía y de 7,0 m y 6,5 m respectivamente sobre las vías del ADIF y FEVE.

El signo de identidad de la pasarela, lo conforma el apoyo principal central, en forma de V en dos direcciones, formando un tetrápodo que da apoyo a ambos nervios de borde del tablero. La V tiene una abertura de 15 m de tal forma que, la luz efectiva de dichos vanos principales se ve reducida a aproximadamente 29 m, permitiendo reducir canto y esfuerzos en el tablero. Una losa de hormigón de canto hasta 13 cm, descansa sobre la estructura metálica de la pasarela en diafragmas metálicos de 27 cm dispuestos cada 2,40 m.



Figura 1. Vista general del puente

361. PUENTE DE VELAS DE BARRA VIEJA, MÉXICO

BARRA VIEJA BRIDGE, MÉXICO

Leonardo Fernández Troyano. Carlos Fernández Casado, S.L. Director General. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cfcsl@cfcsl.com
 Guillermo Ayuso Calle. Carlos Fernández Casado S.L. Ingeniero de Caminos. gayuso@cfcsl.com
 Lucía Fernández Muñoz. Carlos Fernández Casado S.L. Ingeniera de Caminos. luciafm@cfcsl.com
 Alberto Muñoz Tarilonte. Carlos Fernández Casado S.L. Ingeniero de Caminos. amt@cfcsl.com
 Raúl González Aguilar. Carlos Fernández Casado S.L. Ingeniero de Caminos. rgonzalez@cfcsl.com

Puente de velas, hormigón, empujado, atirantado, dispositivos de aislamiento.

Sail concrete bridge, launch, stayed cabled bridge, isolated devices.

El puente de Barra Vieja está situado en Lomas de Chapultepec, al sur de Acapulco, en la desembocadura del río Papagayo, en el estado de Guerrero, México. Originariamente existía otro puente que fue destruido por las riadas ocurridas en septiembre de 2013, ocasionadas por las lluvias de la tormenta tropical "Manuel".

La estructura proyectada es un puente de velas de hormigón con una luz principal de 220 m. La longitud total del puente es de 470 m y cinco vanos de luces 30 + 40 + 90 + 220 + 90 m. La estructura se proyectó sin pilas en el medio del cauce dado que la cimentación es inviable debido a fenómenos de licuefacción de los terrenos bajo la acción sísmica, que en esta zona es muy elevada.

El tablero está formado por dos vigas cajón longitudinales conectadas por costillas cada 5 m. Tiene un ancho de 15,05 m, con canto constante de 3,10 m. La losa superior tiene un espesor de 0,28 m.

El sistema de atirantamiento está formado por 28 cables que luego se quedan embebidos en la vela de hormigón. En estos cables se emplea tecnología de pretensado en lugar de tirante, con el consiguiente ahorro económico.

La vela tiene forma triangular y es de espesor variable entre 1,48 m en la torre a 0,36 m en el tablero. La vela comienza a 30 m de la torre y continúa durante 56,3 m más. La altura de las torres es de 17 m.

Uno de los aspectos más singulares de este proyecto es el proceso de construcción empleado. Al existir mucha prisa para la construcción del puente, se decidió empujar el tablero, posteriormente construir la parte superior de las torres y disponer los tirantes, que en una fase final se hormigonan. Este proceso obliga a disponer cinco pilas provisionales metálicas, dando lugar a vanos del orden de 55 m.

Uno de los temas que más se estudió en este proyecto es como resistir los efectos sísmicos, que son importantes debido en gran parte



Figura 2. Empuje del tablero

al terreno existente. En este caso se dispusieron dos amortiguadores longitudinales en el estribo 1, y amortiguadores transversales en estribos, pilas y torres.

Los desplazamientos máximos para los que se diseñaron estos amortiguadores son de ± 290 mm en dirección longitudinal y ± 370 mm en transversal. Dado que los amortiguadores dispuestos no tenían recen-trado, se dispuso apoyos pendulares en todos los apoyos, salvo en el estribo 6 donde se dispusieron apoyos de neopreno-teflón.

362. PUENTE ROTONDA DE ENGORDANY EN ESCALDES, ANDORRA

ENGORDANY'S ROUNDABOUT, ANDORRA

Leonardo Fernández Troyano. Carlos Fernández Casado, S.L. Director General. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cfcsl@cfcsl.com
 Guillermo Ayuso Calle. Carlos Fernández Casado S.L. Ingeniero de Caminos. gayuso@cfcsl.com
 Lucía Fernández Muñoz. Carlos Fernández Casado S.L. Ingeniera de Caminos. luciafm@cfcsl.com

Rotonda, estructura mixta.

Roundabout, composite structure.

La rotonda de Engordany se encuentra a la salida del pueblo de Escaldes en Andorra, en la antigua carretera hacia La Massana. Tiene 2 carriles de circulación y un ramal.

Es una estructura situada sobre un desfiladero del río, lo que obligó a apoyarse en ambas orillas y en la pared del desfiladero mediante un elemento de hormigón anclado en la roca. De él parten cuatro pilares circulares de 1 m de diámetro que se abren radialmente en planta para sostener el borde interior de la rotonda.

La rotonda tiene un diámetro exterior de 44,6 m y un diámetro interior de 18 m.

El tablero está formado por un cajón metálico multicelular cuyo canto exterior en la rotonda y en el ramal es de 1,2 m. En la zona interior de la rotonda el cajón se amplía con una célula triangular cuyo canto máximo es de 2,3 m. La losa, de 0,20 m de espesor, conectada a la estructura metálica mediante pernos, se hormigonó sobre una chapa grecada.

La estructura está empotrada en el lado de la carretera actual mediante una viga de hormigón con anclajes al terreno.

Para su construcción se montó primero la viga anclada al terreno y a partir de este borde se montó la estructura metálica de la rotonda en voladizo mediante una grúa. Cuando el voladizo llegaba a los puntos de apoyo de los pilares, se montaban éstos. Una vez cerrado el círculo se hormigonó la losa para poder situar sobre ella otra grúa y montar el ramal que termina en el estribo de la otra margen. Una vez apoyado éste en el estribo se completó la losa de hormigón.



Figura 1. Vista inferior del puente



Figura 2. Puente en construcción

363. VIADUCTOS EN LA LÍNEA DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD DE AL-HARAMAIN (ARABIA SAUDITA)

VIADUCTS IN AL-HARAMAIN HIGH SPEED RAILWAY LINE (SAUDI ARABIA)

Manuel Biedma García. ACCIONA Ingeniería. Director Técnico División Ingeniería Estructural. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. manuel.biedma.garcia@acciona.com

Mayra Toledo Serrano. ACCIONA Ingeniería. Jefa de Proyectos División Ingeniería Estructural. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. maira.toledo.serrano@acciona.com

Línea de ferrocarril de Alta Velocidad, viaducto, tablero cajón de hormigón postensado, vigas en U prefabricadas postensadas.

High Speed Railway Line, viaducts, post-tensioned concrete box girder, post-tensioned precast U-beams.

Acciona Ingeniería desarrolló el proyecto de construcción de seis viaductos para la Línea de ferrocarril de Alta Velocidad de Al-Haramain (HSR), situada entre las ciudades de Medina, Jeddah y La Meca, en el Reino de Arabia Saudita. La longitud total de los viaductos es de 3.090 m. El proyecto comprende más de 400 km de HSR.

Cuatro de los seis viaductos fueron diseñados con tablero tipo cajón de hormigón postensado con proceso constructivo vano a vano. El tablero de los otros dos puentes consta de dos vigas en U biapoyadas, prefabricadas postensadas.

El cliente del contrato y la autoridad a cargo de la línea fue Saudi Railways Organization (SRO).

Esta línea de ferrocarril supuso un reto para el diseño de HSR debido a los desafíos del clima y a los picos de uso previstos. Su objetivo principal era mejorar el acceso a La Meca, por lo que su construcción significa la puerta de entrada a la Meca para millones de peregrinos, una vía de conexión entre las tres ciudades sagradas del Islam (Medina, Yeda y La Meca), y el primer hito para desarrollar un HSR transnacional en la región del Consejo de Cooperación del Golfo (CCG).

Además, la importancia del proyecto también radica en la gran inversión realizada y en el hecho de ser el primer proyecto de esta naturaleza que se abrió al mercado internacional de ingeniería en el Reino de Arabia Saudita.

Los trabajos desarrollados supusieron dos fases:

- Primera fase, se desarrollaron el Proyecto Básico y de Construcción. Esta fase duró casi dos años.



Figura 1. Vista del Viaducto 175 + 302 en construcción



Figura 2. Vista del Viaducto 184 + 193 ya finalizado

- Segunda fase, actualmente en curso, realiza la asistencia técnica a obra. Cada cambio en obra en el proyecto original, supone la aprobación de los diseñadores.

El cálculo de los viaductos incorporó los aspectos comunes relacionados con este tipo de estructuras: fatiga y análisis dinámico, interacción vía-estructura, confort de los pasajeros, análisis de tensiones de tableros, descarrilamiento, etc. Pero además, se tuvo en cuenta las siguientes singularidades:

- Condiciones extremas de temperatura en Arabia Saudí.
- Análisis sísmico específico debido a la proximidad de la Falla Mar Rojo. Los cálculos se desarrollaron según parámetros sísmicos incluidos en Saudi Geological Survey (SGS), Norma Sísmica Nacional y Eurocódigo 1998.
- Uso de criterios de diseño específicos detallados en el proyecto: Terms of Reference (TOR).
- Debido a la ausencia de regulación local en materia de HSR, los cálculos se realizaron utilizando normas internacionales: Eurocódigos, AASHTO.

366. EL SISTEMA DE LANZAMIENTO DE VANOS COMPLETOS APLICADO A LA CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO SHEIKH JABER AL-AHMED AL-SABAH

THE PRECAST FULLSPAN SYSTEM APPLIED TO THE SHEIKH JABER AL-AHMED AL-SABAH CAUSEWAY

Aquilino Raimundo. *Strukturas AS. Marketing and Sales Manager. Civil Engineer. ar@strukturas.no*

José Antonio Becerra Mosquera. *Avensi Ingeniería y Construcción. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. j.a.becerra@avensi.es*
Daniel Rodríguez Pereiras. *Avensi Ingeniería y Construcción. Gerente. Ingeniero Técnico Industrial. daniel.rodriguez@avensi.es*

Lanzadera, vanos completos prefabricados, hormigón prefabricado.

Launching girder, precast fullspan system, precast concrete.

El proyecto Sheikh Jaber Al-Ahmad Al-Sabah es uno de los mayores proyectos de construcción de infraestructuras que se construirá en la región del golfo pérsico con una inversión total estimada de 3 billones de dólares, aproximadamente.

El proyecto ha sido promovido por el ministerio de trabajos públicos de Kuwait (MPW). Esta nueva carretera generará una nueva ruta es-

tratégica que facilitará el desarrollo urbanístico al norte de la ciudad de Kuwait.

La nueva carretera discurrirá a través de la bahía de Kuwait, uniendo el área del puerto de Shuwaikh, en la parte sur de la bahía, con la nueva ciudad de Subiyah, al norte. La longitud total de la calzada principal es 36 km, de los cuales, 27 km corresponden a puentes en un entorno marítimo.

La parte marítima del proyecto, que tiene una longitud total de 27 km, consta de 3 puentes; el Subiyah Bridge en la aproximación norte, de 7,9 km de longitud, el Shuwaikh Bridge en la aproximación sur, de 6,5 km de longitud, y el puente principal, de 13,5 km de longitud. Entre los tres conectan las dos masas de terreno a través de dos islas artificiales, cada una de un tamaño de 30 ha y en las que se han incorporado infraestructuras de mantenimiento y refugios de emergencia.

El puente principal, une las dos islas, e incluye un vano para la navegación de 120 m de luz y 23 m de altura libre sobre el mar para facilitar el paso de barcos. Este vano es una estructura atirantada con una torre de soporte icónica con estela de vela.

Los segmentos prefabricados del puente principal se colocarán utilizando una grúa flotante con una capacidad de 2.000 t, pero para los puentes Subiyah y Shuwaikh, no existe suficiente calado para que pueda operar la grúa flotante, además de estar condicionado por las restricciones ambientales. Debido a estas limitaciones, para estos puentes, se ha decidido usar una lanzadera de vanos completos para colocar los segmentos de puente.

Los elementos del puente principal y del puente Subiyah son todos tableros prefabricados de hormigón pretensado estándar de 60 m de luz y un peso aproximado de 1.725 t. Sin embargo, el puente Shuwaikh incluye secciones en curva y rampas para los enlaces. En este caso, los tableros son de 40 m de longitud máxima, siendo estos de longitud variable, y teniendo un peso máximo de 1.050 t.



Canal de navegación en el viaducto principal



Lanzadera de vanos en el viaducto Subiyah

368. NUEVO PUENTE DE GOLBARDO SOBRE EL RÍO SAJA, CANTABRIA

NEW GOLBARDO BRIDGE OVER RIVER SAJA, CANTABRIA

Guillermo Capellán Miguel. Arenas & Asociados. Director Técnico. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gcapellan@arenasing.com
 Emilio Merino Rasillo. Arenas & Asociados. Coordinador Oficina de Madrid. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. emerino@arenasing.com
 Alejandro Godoy Ansótegui. Arenas & Asociados. Jefe de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. agodoy@arenasing.com
 Marianela García Pérez. Arenas & Asociados. Ingeniera de Proyecto. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. mgarcia@arenasing.com
 Santiago Guerra Soto. Arenas & Asociados. Coordinador de Calidad. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. sguerra@arenasing.com

Viga Vierendell, bñácena, Puente de Golbarado, José Eugenio Ribera, río Saja.

Vierendell truss, double box girder, Golbarado Bridge, José Eugenio Ribera, River Saja.

El acceso a Golbarado, localidad situada en las terrazas del río Saja, se realiza desde 1902 a través de un puente arco de José Eugenio Ribera, y que es reconocida como una de las primeras obras materializadas en hormigón armado en España. El nuevo puente, actualmente en construcción, surge de la necesidad de liberar de tráfico a la actual estructura.

El diseño adoptado, realizado por Arenas & Asociados, 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 puente propuesto está constituido por un tramo singular en doble viga Vierendell metálica con vanos laterales de sección bñácena, 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, viene motivada por condicionantes hidráulicos, ya que el Estudio realizado por el Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria condicionaba la construcción

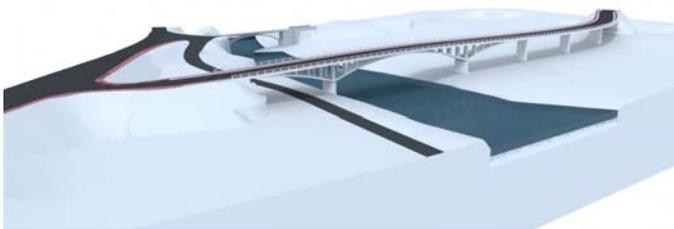


Imagen aérea de ambos puentes



Puente de J.E. Ribera enmarcado por la nueva estructura

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.

369. CIERRES DEL TABLERO EN EL NUEVO QUEENSFERRY CROSSING

DECK CLOSURES IN THE NEW QUEENSFERRY CROSSING

Héctor Bernardo Gutiérrez. DRAGADOS. Dirección Técnica. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. hbernardog@dragados.com
 Antonio Vázquez Salgueiro. DRAGADOS. Engineering Manager. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. avazquez@dragados.com
 Antonio Martínez Cutillas. Carlos Fernández Casado S.L. TW Checker & Designer. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. amartinez@cfcs.com
 Martin Romberg. Leonhard, Andrä & Partners. PW Designer. Dipl.-Ing. Structural Engineering. Martin.Romberg@lap-consult.com
 Felipe Tarquis Alfonso. DRAGADOS. Dirección Técnica. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ftarquisa@dragados.com

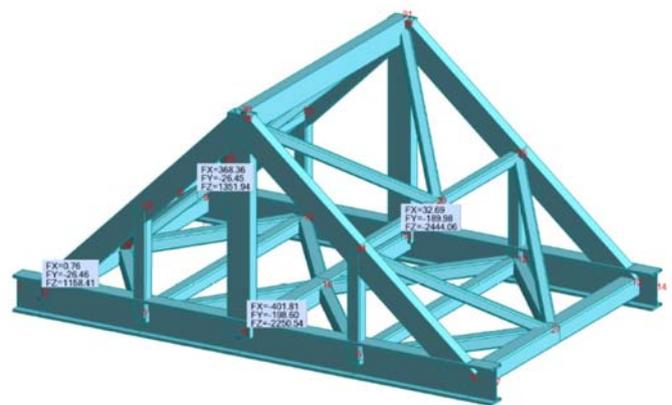
Queensferry Crossing, cierres, estructuras temporales de bloqueo.

Queensferry Crossing, closures, temporary locking structures.

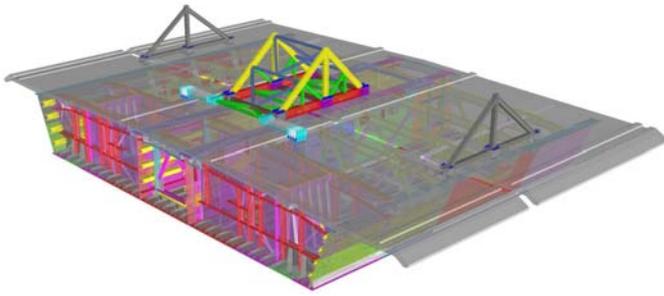
La construcción del tramo atirantado del nuevo Queensferry Crossing se ha llevado a cabo por el método de avance en voladizo. Tras alcanzar su máxima longitud, cada uno de estos voladizos debe unirse con el de la torre sucesiva para formar un tablero continuo. Dada su longitud, el puente presenta 6 puntos donde debe realizarse una unión, cada uno con sus particularidades.

Las operaciones requeridas para dar continuidad al tablero se denominan cierres, y abarcan todos los métodos y elementos auxiliares necesarios para enfrentar, bloquear y unir ambos voladizos. Dada la magnitud de la estructura, los esfuerzos que las estructuras auxiliares han de soportar son de una gran entidad, por lo que su diseño debe realizarse en coordinación con un cuidado método de ejecución que asegure las hipótesis de cálculo.

El método de cierre elegido ha sido el mismo para 5 de los cierres, compartiendo estructuras auxiliares. El sexto corresponde al viaducto de acceso sur, que por su tipología requiere a su vez de dos cierres.



Modelo de cálculo de la estructura de cierre



Vista conceptual de los elementos de cierre

371. ARCO DE TABLERO INTERMEDIO SOBRE EL BARRANCO DE ERQUES. CONSTRUCCIÓN

THROUGH ARCH BRIDGE OVER ERQUES RAVINE. CONSTRUCTION

Santiago Pérez-Fadón Martínez. Ferrovial-Agroman S.A. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. sp.fadon@ferrovial.com

José Emilio Herrero Beneitez. Ferrovial-Agroman S.A. Jefe de Área de Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. j.e.herrero@ferrovial.com

Juan José Sánchez Ramírez. Ferrovial-Agroman S.A. Jefe de Departamento Estructuras Obra Civil. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jj.sanchez@ferrovial.com

Pablo Loscos Areoso. Ferrovial-Agroman S.A. Jefe de Proyecto Estructuras Obra Civil. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ploscos@ferrovial.com

Arco, montaje, grúa, rótulas, regulación.

Arch, installation, crane, pin connections, regulation.

El diseño de un arco de tablero intermedio y la colocación de todos los elementos con grúa desde un estribo implican excavaciones de reducido impacto sobre las laderas y un buen encaje estético y estructural, de manera que la afección al barranco protegido queda minimizada. Para el montaje de los arcos se empleó una gran grúa de 600 toneladas de capacidad máxima que colocó cada uno de ellos, de 110 toneladas de peso, desde el borde de un estribo, a una distancia aproximada de 60 metros. El tablero metálico se colocó de la misma manera, para lo cual fue necesario dividirlo en cuatro tramos que se cuelgan de las péndolas correspondientes con la ayuda de la mencionada grúa. Para estos procesos se diseñó un conjunto de sistemas auxiliares que dotaban a la estructura de la capacidad de regulación necesaria, tanto en geometría como en cargas, con idea de realizar el montaje de una forma eficaz y segura. Un sistema de eslingas con botellas hidráulicas se encargó de la colocación de los arcos y tramos de tablero, un grupo de barras activas y gatos hidráulicos permitió ajustar la posición horizontal de los tramos de tablero para instalar en segunda fase los largueros de continuidad entre tramos.

Los macizos de cimentación de los arcos se hormigonan en dos fases para poder alojar las cunas, una fija y otra deslizante, que reciben las rótulas para el montaje. Tras el descenso completo del arco y una vez fijados sus extremos a sus rótulas correspondientes, el anclaje definitivo a las cimentaciones se realiza mediante barras activas tesadas contra una placa base doble que solidariza los dos tubos.

El sistema de cuelgue está formado por péndolas de cable cerrado que se anclan en arco y tablero mediante un sistema de orejeta y pa-



Fase de colocación de los arcos



Fase de colocación del tablero

sador. Todos los terminales inferiores son regulables, con el doble propósito de absorber errores de fabricación y ajustar las cargas que recibe cada péndola. Los errores de fabricación que pudiesen presentar las propias péndolas y los elementos metálicos de arco y tablero se corrigen en campa con las péndolas descargadas situando la rosca que une el terminal inferior con el cable en la posición adecuada. Las cargas que soporta cada péndola una vez se ha concluido el montaje se ajustan mediante un sistema diseñado ex profeso compuesto de barras activas, orejetas y gatos, que liberan las roscas de carga para permitir su regulación.

372. NUEVO QUEENSFERRY CROSSING. LANZAMIENTO DEL VIADUCTO DE ACCESO NORTE

NEW QUEENSFERRY CROSSING. NORTH APPROACH VIADUCT LAUNCHING

Héctor Bernardo Gutiérrez. DRAGADOS. Dirección Técnica. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. hbernardog@dragados.com

Antonio Vázquez Salgueiro. DRAGADOS. Design Manager. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. avazquez@dragados.com

Gabriel Menéndez-Pidal Sendrail. DRAGADOS. Head of Section. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

gmenendezp1@dragados-usa.com

Steve Thompson. Ramboll UK. Director Bridges. EurIng, BEgn (Hons), CEng, MICE. steve.thompson@ramboll.co.uk
 Alan Ward. Ramboll UK. Design Engineer. MEng, CEgn, MICE. alan.ward@ramboll.co.uk

Queensferry Crossing, viaducto de acceso, lanzamiento, puente mixto.

Queensferry Crossing, approach viaduct, launching, composite deck.

El viaducto de acceso norte del nuevo Queensferry Crossing tablero con dos luces de 101,5 m y 104 m. La sección transversal es mixta con una configuración particular. Los primero 74,50 m consisten en dos tableros paralelos situados a 21,75 m entre ellos. El resto de la longitud es una sección cajón única.

Debido a los condicionantes de acceso, el método constructivo elegido ha sido el empuje de tablero metálico con parte de la losa, hormigonando la parte restante a posteriori siguiendo una secuencia dada por la construcción de la parte atirantada.

Dadas las características particulares y el gran peso de 6.200 toneladas, el proceso de empuje no ha sido convencional y se han debido adoptar y combinar soluciones muy particulares para poder cumplir con las estrictas exigencias del diseño. El proceso de ensamblaje tampoco ha sido convencional dadas las restricciones de espacio, así como el tamaño y peso de las piezas.

Los diseñadores del puente y de las estructuras auxiliares han trabajado coordinadamente con el contratista para desarrollar un proce-



Vista general



Tablero durante el empuje

so de empuje adecuado para la estructura y compatible con los requerimientos de plazo y coste. La exitosa finalización del lanzamiento ha demostrado que el método de empuje es también una opción interesante en el caso de tableros de geometría no uniforme y longitudes no especialmente grandes.

373. ARCO DE TABLERO INTERMEDIO SOBRE EL BARRANCO DE ERQUES. DISEÑO

THROUGH ARCH BRIDGE OVER ERQUES RAVINE. DESIGN

Santiago Pérez-Fadón Martínez. Ferrovial-Agroman S.A. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. sp.fadon@ferrovial.com

José Emilio Herrero Beneitez. Ferrovial-Agroman S.A. Jefe de Área de Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

j.e.herrero@ferrovial.com

Juan José Sánchez Ramírez. Ferrovial-Agroman S.A. Jefe de Departamento Estructuras Obra Civil. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. j.j.sanchez@ferrovial.com

Pablo Loscos Areoso. Ferrovial-Agroman S.A. Jefe de Proyecto Estructuras Obra Civil. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ploscos@ferrovial.com

José Manuel Simón-Talero Muñoz. Torroja Ingeniería S.L. CEO.

jsimontalero@torroja.es

Alejandro Hernández Gayo. Torroja Ingeniería S.L. Projectista

de Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

ahernandez@torroja.es

Ramón María Merino Martínez. Torroja Ingeniería S.L. Projectista

de Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

rmerino@torroja.es

Arco, sección mixta, hormigón expansivo, emparrillado, péndolas.

Arch, composite cross section, expansive concrete, grillage, hangers.

Los condicionantes medioambientales condujeron al diseño de una estructura cuya tipología y procedimiento constructivo minimizasen la afección sobre el valle al mismo tiempo que encajasen adecuadamente en el entorno. El arco de tablero intermedio resultaba idóneo para este propósito desde los puntos de vista estético y estructural. Se ha diseñado un único tablero de 23,20 metros de ancho total recogiendo dos calzadas, con mediana rígida en el centro, suspendido de dos planos de arcos colocados exteriormente.

La distancia entre apoyos del tablero es de 110,0 metros. Los arcos presentan la misma luz, directriz parabólica de segundo grado y una flecha en el centro de 15 metros respecto al tablero.



Vista de la estructura recién terminada



Vista de una de las fases de la prueba de carga

El tablero es un emparrillado de nudos rígidos con travesaños y largueros metálicos sobre los que se conecta una losa de hormigón armado de 25 cm de espesor mínimo a la que se dota de bombeo transversal. Se disponen dos traviesas en los extremos del tablero para facilitar el apoyo del emparrillado metálico sobre los estribos. Los travesaños intermedios son vigas doble-te de canto variable entre 1,50 y 0,50 m, con espesores comprendidos entre 12 y 35 milímetros. Sus extremos son exclusivamente metálicos y sobre ellos se dispone un sistema de orejetas dobles en los que se engancharán las péndolas. Los largueros son vigas doble-te de 0,65 metros de canto constante y espesores de 12 a 15 milímetros.

Cada plano de arcos presenta doble tubo de sección mixta hormigón-acero con geometría circular de 1,02 m de diámetro y 13 mm de espesor. Los tubos, de acero S355, están separados 1,50 m entre ejes y presentan refuerzos en los arranques.

El anclaje a las cimentaciones se realiza mediante barras activas tesadas contra una placa base doble que solidariza los dos tubos.

El sistema de cuelgue está formado por dos planos de 24 péndolas de cable cerrado de acero de calidad 1570 dispuestas según un esquema Nielsen, ancladas en arco y tablero mediante un sistema de orejeta y pasador formando nudos separados 8 metros según la horizontal.

El empleo de hormigón expansivo para el relleno de los tubos de acero permite prescindir de conectores en el interior de los mismos, quedando garantizada la transmisión del esfuerzo rasante entre acero y hormigón mediante rozamiento. Este mecanismo surge de la compresión que la expansividad del hormigón produce en la superficie de contacto entre materiales y permite el trabajo conjunto de hormigón y acero.

375. CIMENTACIONES TABLESTACADAS EN EL NUEVO QUEENSFERRY CROSSING

SHEET PILED FOUNDATIONS IN THE NEW QUEENSFERRY CROSSING

Antonio Vázquez Salgueiro. DRAGADOS. Design Manager. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. avazquez@dragados.com
 Nicolás Burbano Pita. GEOCISA. Dirección Técnica. Ingeniero de Minas. nburbanop@geocisa.com
 Manuel Pita Olalla. DRAGADOS. Dirección Técnica. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mpitao@dragados.com
 Stephan Hamm. Hochtief Solutions AG. Head of Bridges and Civil Structures. Dipl.-Ing. Civil Engineering. stephan.hamm@hochtief.de
 Raimundo Saiz Pérez. DRAGADOS. Head of Section. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. rsaizp@dragados.com

Queensferry Crossing, tablestacas, recintos estancos.

Queensferry Crossing, sheet piles, cofferdams.



Recinto con pozos de achique

El nuevo Queensferry Crossing tendrá una longitud de 2.637,5 m, con dos vanos principales de 650 m cada uno, sustentados por tirantes a tres torres de 210 m. La cimentación de dos de las torres principales y de una de las pilas de acceso, la S1, se realizó mediante cajones circulares metálicos prefabricados, que se hincaban en el terreno. La torre central se apoyó directamente sobre la isla de "Beamer Rock". La cimentación del resto de pilas situadas en el estuario (S5, S4, S3, S2 y N1) se ha realizado por medio de "cofferdams" o recintos metálicos formados por tablestacas, que permitían excavar hasta el sustrato rocoso, conteniendo el agua y las tierras situadas por encima del mismo.

La tipología de estos recintos se podría dividir en dos grupos:

- Pilas S5, S4 y N1: recintos metálicos prefabricados en tierra, con dos niveles de apuntalamiento, transportados con grúa flotante y fondeados directamente sobre el sustrato rocoso (previo dragado hasta la roca).



Recinto cercano a tierra

- Pilas S3 y S2: recintos de tablestacas hincadas hasta la roca a través de entre 7 y 13 m de material sedimentario, con tres niveles de apuntalamiento. Excavación y vaciado en fase posterior.

376. CONSTRUCCIÓN DE LAS TORRES ATIRANTADAS DEL NUEVO QUEENSFERRY CROSSING

TOWER CONSTRUCTION IN THE NEW QUEENSFERRY CROSSING

Antonio Vázquez Salgueiro. DRAGADOS. Design Manager. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. avazquez@dragados.com
 Stephan Hamm. Hochtief Solutions AG. Head of Bridges and Civil Structures. Dipl.-Ing. Civil Engineering. stephan.hamm@hochtief.de
 Peter Walser. Leonhardt, Andrä & Partners. Director of Projects. Dipl.-Ing. Structural Engineering. peter.walser@lap-consult.com
 Martin Romberg. Leonhardt, Andrä & Partners. Design Engineer. Dipl.-Ing. Structural Engineering. martin.romberg@lap-consult.com
 Felipe Tarquis Alfonso. DRAGADOS. Dirección Técnica. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ftarquisa@dragados.com

Queensferry Crossing, torre atirantada, encofrado trepante.

Queensferry Crossing, stay tower, climbing formwork.

El nuevo Queensferry Crossing es un puente atirantado continuo con dos vanos de 650 m. Cuenta con 3 torres principales de atirantamiento de hasta 210,7 m de altura. Durante las fases de construcción, las torres crecen en voladizo desde el nivel de cimentación, resultando en alturas totales de 215,7 m para la torre central y 216,37 m para las torres norte y sur. El pináculo de la torre central será el punto más alto del puente situado a 210,7 metros sobre el nivel del mar, comparado con los 202,3 m de las torres laterales, norte y sur respectivamente.

Cada torre es una estructura hueca de hormigón armado de dimensiones variables tanto transversal como longitudinalmente. En la base, la torre tiene unas medidas exteriores de 14 m en longitudinal y 16 m en transversal. El esquema estructural del puente ha requerido que la torre central tenga paredes más gruesas comparadas con las torres laterales. Se ha utilizado un total de 7.100 t de acero en armaduras y 24.780 m³ de hormigón para levantar estas torres.



Colocación de un armario metálico

La construcción de unas estructuras tan altas y complejas es un reto en si misma, complicado más aún debido a las numerosas interacciones con otras actividades y elementos, tales como medios marítimos, de logística, accesos, tablero y armarios metálicos para los tirantes.

388. ESTRUCTURAS DE LA VARIANTE SUR DE ERMUA

STRUCTURES OF THE SOUTH ERMUA BYPASS

Guillermo Capellán Miguel. Arenas & Asociados. Director Técnico. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gcapellan@arenasing.com
 Alejandro Godoy Ansótegui. Arenas & Asociados. Jefe de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. agodoy@arenasing.com
 Marianela García Pérez. Arenas & Asociados. Ingeniero de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mgarcia@arenasing.com
 Pablo Alfonso Domínguez. Arenas & Asociados. Ingeniero de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. palfonso@arenasing.com
 Sara Urdinguio Vega. Arenas & Asociados. Ingeniera de Proyecto. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. surdinguio@arenasing.com



Vista de las tres torres en construcción



Contrapicado de la estructura E-4



Imagen aérea de las estructuras E-4 y E-5

Tablero mixto, variante, autovía A-8, Ermua, jабalcón.

Composite deck, bypass road, A-8 motorway, Ermua, strut.

La Variante Sur de Ermua, es una nueva infraestructura promovida por la Diputación Foral de Vizcaya a través de INTERBIAK. El proyecto comienza en el término municipal de Zaldívar, cruza el Arroyo Beko, y continúa hacia el túnel de Uretamendi, conectando la autovía del Cantábrico (A-8) con la carretera N-634, hasta terminar en la rotonda del Barrio ermuarra de San Lorenzo.

Los condicionantes orográficos, el Arroyo Beko y la alta densidad de infraestructuras (A-8, ff.cc. actual, futuro trazado del ff.cc. Zaldivar-Ermua, carretera a Eitzaga, etc.), conllevan un difícil trabajo de encaje de las estructuras.

Arenas & Asociados ha participado en el proyecto por encargo de la UTE BEKO-ERREKA (Sobrino + Cycasa + Viconsas + Geotunnel), encargada de la construcción, realizando el proyecto modificado de las estructuras y actuando como asistencia técnica durante la ejecución de las obras.

La variante contiene cinco estructuras, todas ellas mixtas, siendo el conjunto de la E-4, E-5 y Muro M-4-5 el de mayor singularidad. En estas estructuras la sección transversal posee un ancho de 14,70 m, albergando tres carriles de circulación. El tablero, compuesto por un cajón metálico de 5,00 m de ancho y 2,20 m de canto, dispone de jабalcones cada 2,00 m. Se ha dedicado gran esfuerzo en el diseño de los jабalcones, de sección triangular y muy esbeltos. Las pilas son de fuste único con sección variable en sentido transversal, decreciendo de arriba abajo con una pendiente 1:30 para minimizar su anchura en la base.

La estructura E-4, cruza sobre el ferrocarril Zaldívar-Ermua y la carretera de acceso a Eitzaga. Su longitud es de 190,00 m, distribuidos en cinco vanos, con una luz máxima de 50 m.

La estructura E-5, de 100 m de longitud, cruza con gran esviaje sobre la carretera de acceso a Eitzaga y sobre una bóveda enterrada por la que discurre el arroyo Beko, obligando a disponer dos vanos de 50 m. Para mantener la misma sección que la E-4 se dispone un acartelamiento inferior de doble acción mixta en la pila central. La ubicación de la estructura hace imposible el uso de apeos de montaje o cimbra, por lo que se coloca en primer lugar el tramo central, diseñado para autoportar el encofrado, mediante puntales provisionales a la pila.

El muro M-4-5 conecta ambas estructuras, aprovechando un morro de roca existente, dando continuidad visual al conjunto mediante una sección cajón con jабalcones.

389. MÉTODOS CONSTRUCTIVOS EN EL TRAMO ATIRANTADO DEL NUEVO QUEENSFERRY CROSSING

TEMPORARY WORKS FOR THE CABLE STAYED DECK IN THE NEW QUEENSFERRY CROSSING

Antonio Vázquez Salgueiro. DRAGADOS. Engineering Manager. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. avazquez@dragados.com
 Dan J. Raynor. American Bridge International. Director of Business Development. M.S. Structural Engineering. draynor@americanbridge.net
 Martin Romberg. Leonhard, Andrä & Partners. Desing Engineer. Dipl.-Ing. Structural Engineering. Martin.Romberg@lap-consult.com
 Peter Walser. Leonhard, Andrä & Partners. Director Projects. Dipl.-Ing. Structural Engineering. Peter.Walser@lap-consult.com
 Felipe Tarquis Alfonso. DRAGADOS. Dirección Técnica. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ftarquisa@dragados.com

Queensferry Crossing, dovela, control geométrico, medios auxiliares.

Queensferry Crossing, deck segment, geometry control, temporary works.

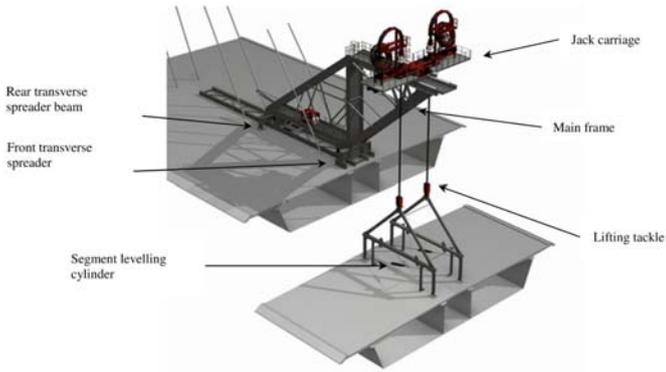
El nuevo Queensferry Crossing es un puente atirantado con luces de 104 m-223 m-650 m-650 m-223 m-104 m. El tablero es una sección cajón de 40 m de anchura y 4,9 m de canto, con una sección inferior abierta de acero y una losa superior de hormigón con dos voladizos. Los tirantes descienden desde las torres en dos planos situados a aproximadamente 5 m entre ellos hasta anclarse en las almas de tirantes (SAW) situadas a ambos lados del eje central. Las esbeltas torres atirantadas son posibles solo gracias al efecto del cruce de los cables en el centro de vano de ambas luces, sur y norte.

Las dovelas de acero han sido fabricadas y montadas en Shanghai (China), y transportadas hasta el cercano puerto de Rosyth en la orilla norte del estuario del Forth. Las 110 dovelas han sido izadas y soldadas in situ para crear un tablero continuo, labor que ha requerido de un extenso trabajo de ingeniería.

La ponencia describe los trabajos de construcción así como los medios auxiliares empleados y el control realizado.



Colocación de dovela inicial sobre cimbra



Carro de izado

408. TRADICIÓN E INNOVACIÓN PARA EL PUENTE DE SAN IGNACIO EN LA NUEVA ISLA DE ZORROTZAURRE EN BILBAO

TRADITION AND INNOVATION IN SAN IGNACIO'S BRIDGE ON THE NEW ISLAND OF ZORROTZAURRE, IN BILBAO

Ana Lorea Arnal. INGZERO Ingeniería Zero S.L. Directora de Proyectos. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. alorea@ingzero.com
Sergio Saiz García. INGZERO Ingeniería Zero S.L. Director Técnico y Gerente. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. info@ingzero.com

Arcos mixtos, hormigón de alta resistencia HAR100, tablero mixto, esbeltez, acero inoxidable.

Symmetric composite arches, high performance self-compacting concrete HPC100, composite deck, stainless steel.

Las comunicaciones por carretera al norte de la futura isla de Zorrotzaurre son cruciales ya que conectan la isla con la ciudad de Bilbao. El Puente de San Ignacio se concibe como la arteria principal que organiza el tráfico, los peatones y las redes de servicios sobre el río Nervión.

Los condicionantes de diseño del puente son muy rígidos: se han de cruzar los 75 m de anchura del canal sin apoyo intermedio, respetar el régimen de avenidas del río Nervión, la cimentación ha de ser profunda debido a la profundidad a la que aparece la roca, el material ha de ser acero siguiendo la tradición industrial de Bilbao y la alta exigencia estética derivada de la realización por Zaha Hadid del Master Plan de Zorrotzaurre.

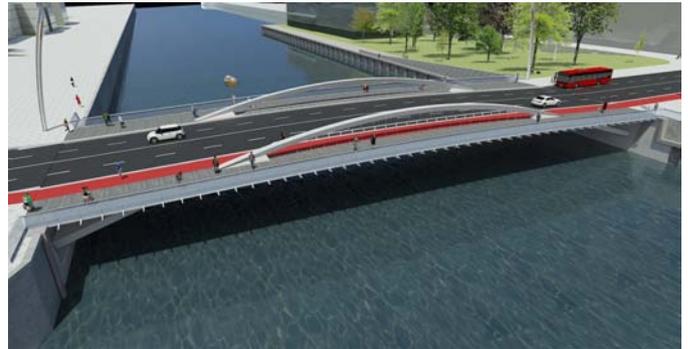
Estos condicionantes definen el esquema conceptual del puente, un doble arco simétrico mixto, esbelto y tecnológico.

Una estructura de 75 m en el que los arcos arrancan del cauce y se elevan en el tablero en sus 51 m centrales. Es un bowstring atirantado por el tablero. La plataforma es de 28 metros de ancho, los arcos segregan la carretera de las aceras. Transversalmente una segunda familia estructural cuelga la cubierta de los arcos, son vigas mixtas en la zona interior y voladizos en los exteriores. Las péndoles son de acero inoxidable que minimiza su diámetro y los hace menos perceptible.

Siguiendo la tradición de la industria de Bilbao es un puente de acero, pero los materiales se han optimizado y se utiliza con sus últimas innovaciones constructivas con el fin de diseñar un puente arco esbelto y de mínimo impacto. Con el fin de reducir el tamaño de la sección transversal de los elementos de puente, los arcos son mixtos utilizando hormigón de alta resistencia de 100 MPa en el interior y en



Vista general del puente



Vista detallada del puente

el exterior: acero inoxidable en los arranques que se encuentran en la zona de las mareas, de acero S460 en la parte bajo el tablero y S355 en la zona sobre el tablero. El puente está fijo en los estribos, por ello los efectos reológicos y térmicos han sido cuidadosamente estudiados.

La barandilla de cristal hace que la línea del puente invisible que le da la permeabilidad visual máxima y formal de integración en el entorno urbano.

420. EMPUJE DE PASARELA EN EL DUBAI MALL (EMIRATOS ÁRABES UNIDOS)

FOOTBRIDGE LAUNCHING IN THE DUBAI MALL (UNITED ARAB EMIRATES)

Sergio Couto Wörner. k2 Estudio de Ingeniería SL. ICCP. scouto@k2ingenieria.es

Jorge Cascales Fernández. k2 Estudio de Ingeniería SL. ICCP. jcascales@k2ingenieria.es

Ricardo Rico Rubio. k2 Estudio de Ingeniería SL. ICCP. rrico@k2ingenieria.es

Puente empujado, pasarela, acero, apoyo esviado.

Launched bridge, footbridge, steel, skewed bearing.

Dentro del proyecto de la expansión Za'abell sobre el Dubai Mall (centro comercial más grande del mundo y sexto en superficie alquilable) se engloba el empuje de una pasarela para unir dos edificios e incrementar el área del centro un 40% y crear plazas de garaje, tiendas y oferta gastronómica a la ya existente. El centro comercial se encuentra



Balancín de empuje

a los pies del Burj Khalifa, que con sus 828 metros es el edificio más alto del mundo en la actualidad.

La pasarela está formada por una celosía metálica de luces 59 + 54 + 19 metros sobre la Financial Centre Road, una de los viales con más tráfico del emirato, hecho que obligó a plantear una estructura empujada obligatoriamente. La altura de la misma hacía inviable una colocación con grúas.

La estructura principal tiene un canto de 8,7 metros y un ancho de 16,5 metros con apoyos esviados sobre la calzada. La nariz tiene una longitud de 41 metros y el peso total a lanzar es del orden de 2.000 toneladas.

La estructura se lanza en varias fases debido al reducido espacio existente en la parte trasera. El lanzamiento se realiza desde un estribo por medio de cables de arrastre en la parte posterior de la estructura en cada fase. Los apoyos intermedios están formados por balancines de hasta 750 toneladas de capacidad y en las fases finales la nariz se deberá desmontar para no interferir con la estructura existente, por lo que su diseño debía ser modular.



Gato delantero

El trabajo de k2 Ingeniería consiste en diseñar la maniobra de empuje, los elementos auxiliares (nariz de lanzamiento, vigas de tiro, apoyos temporales, retenidas...) y coordinar la estructura principal con las auxiliares.

El empuje de la estructura está previsto realizarlo en el primer trimestre del año 2017.

424. A26. AUTOESTRADA DO BAIXO ALENTEJO. TRAMOS A, B, C, D2 Y E

A26. BAIXO ALENTEJO HIGHWAY. SECTIONS A, B, C, D2 AND E

Jorge Cascales Fernández. K2 Ingeniería. ICCP. ICCP.

jcascales@k2ingenieria.es

Sergio Couto Wörner. K2 Ingeniería. ICCP. ICCP. scouto@k2ingenieria.es

Ricardo Rico Rubio. K2 Ingeniería. ICCP. ICCP. rrico@k2ingenieria.es

Pablo Grandío Noche. K2 Ingeniería. ICCP. ICCP. pgrandio@k2ingenieria.es

Prefabricados, canto variable, hiperestáticos, postesado de losa, continuidad.

Precast, variable depth, hyperstatic, slab prestress, continuity.

Dentro del proyecto de construcción de la Autoestrada do Baixo Alentejo se ha llevado a cabo el diseño de un total de 20 estructuras; 2 pasos inferiores, 13 pasos superiores, 4 viaductos y un puente.

La tipología común a todas las estructuras es la de tablero continuo mediante vigas prefabricadas y losa superior postesada en zona de momentos negativos. Las luces de los pasos superiores, inferiores y los viaductos van desde los 20 hasta los 40 metros, con secciones transversales de anchos variables entre 6,8 y 18,5 m que dan lugar a la disposición de una, dos y hasta tres vigas prefabricadas para cada tablero.

La estructura más notable del tramo es el puente sobre el río Sado, un tablero doble de 13,35 m de ancho y 899 m de longitud distribuidos en vanos de 29 y 36 m para los tramos de acceso y de 42,5 m y 64 m para el viaducto principal. El tablero es de canto constante para los tramos de acceso, con vigas de 1,90 m de canto y losa in situ de 0,30 m. Para el vano principal que cruza el río Sado se dispone una solución con vigas martillo dispuestas sobre las pilas y sobre cuyos extremos se conecta una viga prefabricada de canto constante que permite completar la luz total del vano. Los martillos son elementos de 28 m de longitud y canto variable entre 3,50 m sobre apoyos y 1,90 m en los extremos.

La continuidad del tablero se garantiza a través de la disposición de varias familias de pretensado; pretensado de continuidad entre elementos prefabricados para el cosido de las juntas en fase de montaje, pretensado exterior y pretensado de losa superior in situ sobre las secciones de pilas.



A26. Autoestrada do Baixo Alentejo. Puente sobre el río Sado, vano principal



A26. Autoestrada do Baixo Alentejo. Puente sobre el río Sado



Estructura M-19 en construcción

437. 74 NUEVAS ESTRUCTURAS EN LA AMPLIACIÓN DE LA AUTOPISTA ETR407 (TORONTO, CANADÁ)

74 NEW STRUCTURES IN THE EXTENSION OF HIGHWAY ETR407 (TORONTO, CANADA)

Ángel Carriazo Lara. Torroja Ingeniería S.L.P. Ingeniero Proyectista.
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. acarriazo@torroja.es
Javier Gamino Palomo. Torroja Ingeniería S.L.P. Ingeniero Proyectista.
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jgamino@torroja.es
Vega Laguna Díaz. Torroja Ingeniería S.L.P. Ingeniera Proyectista.
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. vlaguna@torroja.es
Alberto Fernández Álvarez. Torroja Ingeniería S.L.P. Ingeniero Proyectista.
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. afernandez@torroja.es

Vigas NU, integral, semi-integral, mixto, pérgola.

NU beams, integral, expansion, composite, pergola.

La extensión Este de la autopista de peaje ETR407 consta de 2 fases, contando cada una con una extensión de 25 km del tronco, y un enlace con la autopista HWY-401, localizándose al nordeste del área metropolitana de Toronto.

Torroja Ingeniería realiza el diseño de 74 estructuras pertenecientes al tronco de la autopista y a un enlace, incluyendo 30 viaductos, 25 pasos superiores, 5 pasos inferiores, marcos de drenaje, y una pérgola.

Entre los requerimientos del proyecto se encuentran las provisiones para futuras ampliaciones de carriles, que exigen en ocasiones pilas y estribos más anchos para permitir la futura ampliación, condicionando las luces de algunos pasos superiores.

La tipología dominante es el tablero de vigas NU prefabricadas de hormigón preteso con losa superior hormigonada sobre prelosas. Los cantos de estas vigas van desde 1,20 a 2,40 m, y permiten luces de hasta 48,0 m. Las vigas propias de Ontario son las vigas CPCI, siendo estos proyectos pioneros en la introducción de las vigas NU en la provincia, cuyas cabezas más anchas permiten más cordones de pretensado que las CPCI y mayores luces. Torroja Ingeniería elaboró el estudio sobre vigas NU que permitió obtener la aprobación del Ministerio de Transporte de Ontario (MTO) para su utilización.

En cuanto al esquema estructural de estos puentes, se han seguido las tipologías típicas de Ontario. Destacan las tipologías de puente integral y semi-integral, muy exitosas debido a que suprimen las juntas de calzada en estribos, lo que es beneficioso de cara a la durabilidad al encontrarse los puentes en un ambiente agresivo por las sales fundentes empleadas en invierno.



Paso superior de tablero mixto

En los estribos integrales, el muro queda unido monolíticamente al tablero mediante un diafragma, quedando así los apoyos embebidos en el mismo, suprimiendo su mantenimiento. En los estribos semi-integrales los apoyos quedan descubiertos, como en los estribos convencionales.

Existen dos estructuras que presentan tipologías distintas a las anteriores. La primera es un paso superior que debido a la gran luz de uno de sus vanos se construyó con vigas metálicas en I, constituyendo un tablero mixto con losa superior de hormigón.

La segunda es también pionera en la zona. Se trata de una pérgola para solucionar un cruce muy esviado entre dos carreteras. Inicialmente, dicha solución no tuvo muy buena acogida en el MTO, al estar totalmente fuera de sus estándares, pero numerosos análisis demostraron su viabilidad, lo que permitió su construcción.

438. PUENTE FERROVIARIO METÁLICO DE BRAEHEAD SOBRE LA AUTOPISTA M8 (GLASGOW, ESCOCIA)

STEEL RAILWAY BRIDGE IN BRAEHEAD OVER THE M8 MOTORWAY (GLASGOW, SCOTLAND)

Ramón María Merino Martínez. Torroja Ingeniería S.L.P. Ingeniero Proyectista. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. rmerino@torroja.es
José Manuel Simón-Talero Muñoz. Torroja Ingeniería S.L.P. CEO, Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jsimontalero@torroja.es
Juan José Sánchez Ramírez. Ferrovial-Agroman S.A. Jefe de Departamento de Estructuras de Obra Civil II. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. j.j.sanchez@ferrovial.com
Francisco José Palacios Climent. Ferrovial-Agroman S.A. Ingeniero de Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ffpalacios@ferrovial.com

Metálico, mixto, ripado, puente ferrocarril, heavy lifting.

Steel, composite, transportation, railway bridge, heavy lifting.

La estructura S105 es un puente ferroviario de 126 m de longitud que soporta las dos vías de la línea Rutherglen-Coatbridge sobre la autopista M8 en Braehead, Glasgow. El puente acomoda la línea ferroviaria en su emplazamiento original.

El puente se divide en 3 vanos de 43 + 46 + 37 m. Cruza la M8 con un fuerte esviaje de 45°, respetando un gálibo mínimo de 5,7 m sobre la autovía. La anchura del tablero es de 13,20 m.

El tablero consta de dos vigas longitudinales de acero estructural y sección cajón cerrada (vigas principales), y un tablero mixto entre ellas. Se disponen vigas transversales doble T, ortogonales a las longitudinales (travesaños), equiespaciadas a lo largo del tablero cada 0,95 m. Sobre estas vigas, y conectada a ellas, se construye una losa de hormigón armado que completa la sección mixta. Estas vigas se conectan a las vigas principales con dos articulaciones.

Entre las vigas principales, bajo la losa, se disponen nueve vigas transversales de sección cerrada (riostras), distribuidas a lo largo del tablero, biempotradas en las vigas principales. Hay una riostra en cada estribo (alineadas con ejes de apoyos), y siete más, perpendiculares al eje de la estructura, en centro de vano (tres) y en pilas (cuatro riostras).

Por tanto, se definen tres elementos estructurales de acero:

- Vigas principales: situadas a ambos lados de la sección, son los elementos estructurales longitudinales principales, y transmiten los esfuerzos del tablero a la subestructura.
- Travesaños: son elementos estructurales transversales, situados entre las vigas principales. Están biarticulados a estas por medio de tornillos pretensados, por tanto trabajan como vigas isostáticas de aproximadamente 10,0 m de luz. Transmiten esfuerzos entre la losa y las vigas principales, funcionando como elementos estructurales secundarios.
- Riostras: son elementos estructurales transversales. Están biempotrados a las vigas principales, para evitar los giros por torsión de éstas. El punto fijo del tablero frente a esfuerzos longitudinales se materializa en las pilas.

PROCESO CONSTRUCTIVO

El tablero mixto, con un peso total de 16.500 kN, se construyó en las proximidades de su emplazamiento final y fue transportado mediante carretones SPMT hasta su posición definitiva.



Vista aérea durante el proceso constructivo

La construcción del puente y su puesta en funcionamiento únicamente requirió 4 interrupciones puntuales del tráfico ferroviario, de 54h en fin de semana, para la construcción de cimentaciones, y de una interrupción final de 14 días para la construcción de pilas, estribos, cuñas de transición, accesos, el ripado del tablero y la construcción de la superestructura ferroviaria.

439. CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE SOBRE EL RÍO NARCEA

BRIDGE CONSTRUCTION OVER THE NARCEA RIVER

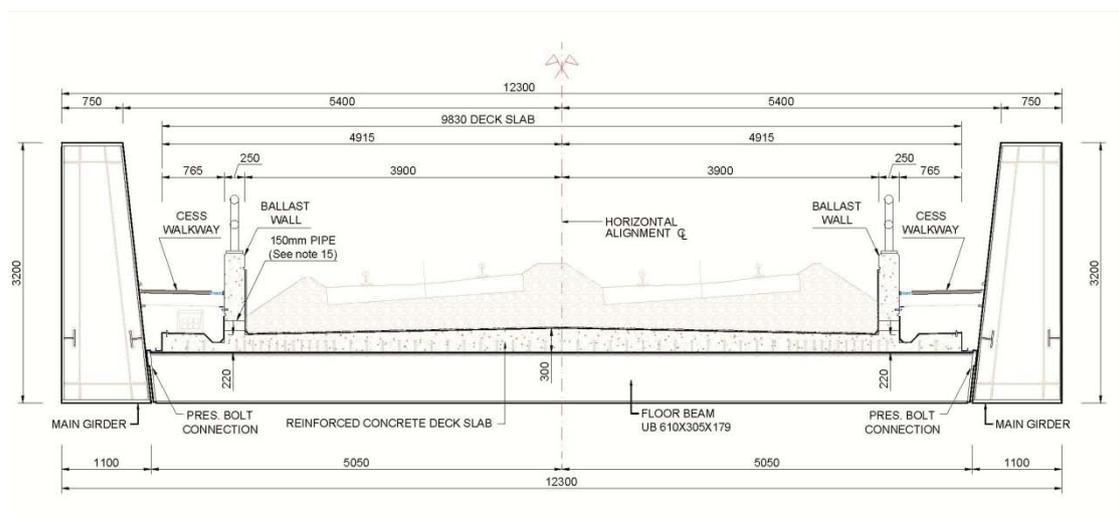
Eduardo Montes de Frutos. Acciona Infraestructuras. Jefe de Departamento. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. emontes@acciona.com

Laura Valdizán Arcera. Acciona Infraestructuras. Jefa de Obra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. laura.valdizan.arcera@acciona.com

Pablo González Pereda. Acciona Infraestructuras. Jefe de Oficina Técnica. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pablo.gonzalez.pereda@acciona.com

Viaducto singular, voladizos sucesivos, cajón monocelular, sección completa, río Narcea.

Singular bridge, consecutive cantilevers, single box cross section, entire section, Narcea River.



Sección tipo del puente



Vista general durante la construcción del Viaducto sobre río Narcea

El elemento constructivo más importante del tramo de Autovía A-63 Oviedo-La Espina que está ejecutando la empresa ACCIONA Infraestructuras S.A. como adjudicataria de las mismas para el Ministerio de Fomento, es el viaducto sobre el río Narcea, con una longitud de 875 m distribuidos en siete vanos con un vano central de 175 metros.

El viaducto consta de 6 pilas con alturas comprendidas entre 44 y 63 metros. Las mismas son de sección rectangular hueca, excepto en la parte superior del capitel en la que es maciza.

La cimentación de las pilas P2 a P6 es profunda con pilotes de diámetro 2.000 mm y longitud comprendida entre 10 metros (Pila 6) y 39,60 metros (Pila 2). La Pila 1 se resolvió mediante cimentación superficial. La construcción de los fustes se ha realizado mediante encofrado trepante.

De las 6 pilas, tres de ellas (P1, P-5 y P6) llevan apoyos tipo POT mientras que el resto (P2, P3 y P4) van empotradas directamente al tablero. Durante la fase de ejecución, las tres primeras pilas se empostran mediante un tesado vertical y el apoyo con elementos elastoméricos.

La sección del viaducto es un cajón monocelular de canto variable, adoptando como sistema constructivo el de avance mediante voladizos sucesivos. Durante la construcción se están empleando dos parejas de carros, una en cada margen del río, ejecutándose de manera simultánea 4 dovelas de una longitud de 5 metros cada una.

Una de las peculiaridades de este viaducto es que la anchura total del tablero (23,20 metros) se ejecuta a sección completa con los carros.

Asimismo, se han ejecutado dos pilas provisionales para el apoyo del voladizo de los extremos durante la fase de ejecución del puente, de



Detalle de construcción mediante carros de avance de voladizos sucesivos en Pila 6

altura variable entre 8 y 15 metros y cimentadas mediante pilotes de diámetro 1.500 mm y longitud comprendida entre 17 y 22 metros.

445. PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONTROL DE EJECUCIÓN DE PUENTES DE VOLADIZOS EN BRASIL

DESIGN, CONSTRUCTION AND CONTROL DURING CONSTRUCTION OF SEVERAL CANTILEVER BRIDGES IN BRAZIL

Ángel Carriazo Lara. Torroja Ingeniería S.L.P. Ingeniero Projectista. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. acarriazo@torroja.es
Francisco José Ponce Cordero. Torroja Ingeniería S.L.P. Ingeniero Projectista. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fponce@torroja.es
Álvaro Mazariegos Borobio. Torroja Ingeniería S.L.P. Ingeniero Projectista. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. amazariegos@torroja.es

Brasil, viaducto, voladizos sucesivos, construcción, control de la ejecución.

Brazil, viaduct, balanced cantilever, construction, execution control.

El fuerte crecimiento económico de Brasil ha traído consigo la inversión y realización de importantes infraestructuras viarias en este país. Esto ha permitido a las empresas españolas la intervención en múltiples estructuras, tanto a nivel de proyecto, como de ejecución y control de obras.

Se presenta a continuación algunas intervenciones estructurales en Brasil:

PROYECTO EJECUTIVO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO PIRACICABA

Este puente, situado en el pk 149+390 de la Rodovia SP191 Geraldo de Barros, en el tramo Santa Maria da Serra – São Manuel, resuelve el cruce sobre dicho río, mediante un viaducto de tres vanos (67 + 130 + 67), construido por el método de los voladizos sucesivos. El tablero, de hormigón pretensado, está compuesto de 28 dovelas sobre cada pila y tiene canto variable, pasando de 6,70 m en pilas a 2,70 m en centro de vano.

Debido a la gran rigidez de las pilas, para la construcción del tablero se utilizan pilares provisionales, quedando el tablero a tiempo final, simplemente apoyado en las pilas y estribos.

La cimentación de las pilas está compuesta por un encepado formado por 8 pilotes de 2,0 m de diámetro. Por su parte, la cimentación de los estribos se resuelve con 3 pilotes de 1,50 m de diámetro.

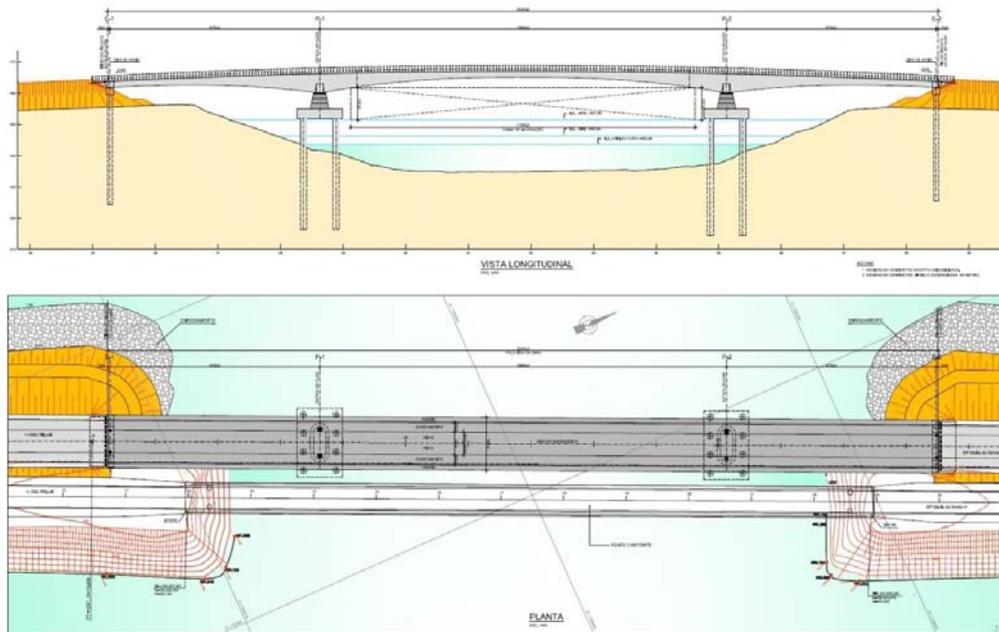
CONSTRUCCIÓN Y CONTROL DE EJECUCIÓN DE LAS OBRAS 30 Y 34 PARA LA DUPLICACIÓN DE LA SIERRA DEL CAFEZAL

Ambas obras pertenecen a la Rodovia BR-116 Régis Bittencourt en el tramo São paulo-Curitiba.

La Obra 30 está compuesta por dos tramos separados por una junta de dilatación. Cada tramo está compuesto de 7 vanos continuos de luces 40,80-68,00-68,00-68,00-68,00-68,00-40,65 y 40,65-68,00-68,00-68,00-68,00-40,80 respectivamente. Ambas estructuras comparten una pila-estribo.

Por su parte, la Obra 34 está compuesto por 6 vanos continuos de luces 42,15 + 69,00 + 69,00 + 69,00 + 69,00 + 41,50 metros.

Ambos viaductos fueron construidos por el método de los voladizos sucesivos, a partir sus pilas. Cada T está formada por 6 parejas de



Planta y alzado del puente sobre el río Piracicaba



Fase del proceso constructivo de avance en voladizos (Obra 30)

dovelas y la dovela sobre la cabeza de pila. El canto de las dovelas es constante e igual a 4,00 m.

El tablero está empotrado en las cabezas de pilas y apoyado en los estribos.

Durante la construcción de los voladizos, se realizó, diariamente, un control geométrico de flechas, así como un control de la ejecución de todos los elementos estructurales de los puentes, dando solución a los diferentes problemas que surgieron a pie de obra.

448. AMPLIACIÓN DE LA AVENIDA JAMAL ABDUL NASSER EN KUWAIT

UPGRADE OF JAMAL ABDUL NASSER STREET IN KUWAIT CITY

José Manuel Martínez García. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmmartinez@louisberger.com

Óscar Ramón Ramos Gutiérrez. Louis Berger-APIA XXI-Universidad de Cantabria. Head of Bridges Division. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. oramos@louisberger.com

Javier Fernández-Dívar Sánchez. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

jfernandezdivar@louisberger.com

Marcos Jesús Pantaleón Prieto. Louis Berger-APIA XXI-Universidad de Cantabria. Technical Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mjpanta@louisberger.com

Dovelas prefabricadas, avance en voladizo, vano a vano, viga lanzadora, parque de dovelas.

Precast segments, balanced-cantilever erection, span-by-span erection, launching gantry, precast yard.

APIA XXI, como parte de Louis Berger, ha colaborado con la UTE de Louis Berger y Pan Arab Consulting Engineers en el Proyecto y la Asistencia Técnica a la Dirección de Obra de la Avenida Jamal Abdul Nasser en Kuwait. Este proyecto, con un presupuesto de 855 millones de dólares, tiene una duración prevista de 5 años y medio, siendo la constructora responsable el Consorcio ROBT (Rizzani, OHL, Boodai y Trevi), y el cliente el Ministerio de Obras Publicas de Kuwait (MPW).

Los trabajos consisten en la construcción de un total de 13,7 kilómetros de puentes de dovelas prefabricadas, 7,2 km correspondientes



Construcción del viaducto principal con viga lanzadora, vano a vano



Construcción de una de las rampas por avance en voladizo

al viaducto principal de la avenida Jamal Abdul Nasser, 1,2 km de viaductos elevados de avenidas transversales y 5,3 km de rampas de conexión; además de 1 túnel artificial descubierto, 2 glorietas elevadas y 8 pasarelas peatonales.

Las pilas de los viaductos y rampas son en general de tipo martillo con formas suaves, disponiéndose en cabeza aparatos de apoyo deslizantes tipo POT y llaves de cortante para recoger las fuerzas transversales, siendo algunas pilas integrales para recoger las fuerzas horizontales longitudinales.

Los viaductos principales consisten en unidades estructurales independientes, separadas por las juntas de calzada, con una longitud típica de unos 300 m y entre 5 y 9 vanos de 45 m de luz típica. El tablero consiste generalmente en dos cajones paralelos de hormigón con pretensado interior y exterior, siendo las zonas en las que confluyen las rampas singulares.

El proyecto incluye en total 16 rampas, entre las que destacan las 6 que materializan el enlace de Ghazali, símbolo del proyecto. Se materializan mediante cajones de hormigón de dovelas prefabricadas con pretensado interior y exterior, de geometría curva y canto variable en los vanos de mayor luz, de hasta 108 m. Las dovelas se colocan en obra mediante un proceso constructivo de avance en voladizo.

El contratista decidió rediseñar el viaducto principal para cambiar el método constructivo de avance en voladizo a vano-a-vano, para el que ha utilizado dos vigas lanzadoras.

APIA XXI ha desarrollado servicios de revisión de las estructuras existentes en el proyecto, de diseño completo desde cero de algunas rampas que se habían modificado por petición del cliente, y de rediseño de elementos críticos en el resto de las rampas. Además, ha supervisado el rediseño de los viaductos principales de acuerdo con el nuevo método constructivo propuesto por el contratista, vano a vano.

455. NEW QUEENSFERRY CROSSING. SISTEMA DE ATIRANTAMIENTO

NEW QUEENSFERRY CROSSING. CABLE STAY SYSTEM

Antonio Vázquez Salgueiro. DRAGADOS. Engineering Manager. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. avazquez@dragados.com
Miguel González Olivares. DRACE Infraestructuras. Special Projects Manager. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mgonzalezo@drace.com

Martin Romberg. Leonhardt, Andrä und Partner. Design Engineer. Dipl.-Ing. Structural Engineering. Martin.Romberg@lap-consult.com
Peter Walser. Leonhardt, Andrä und Partner. Director Projects. Dipl.-Ing. Structural Engineering. Peter.Walser@lap-consult.com
Rachid Annan. VSL International. Head Stay Cable Engineering. Civil Engineer. rachid.annan@vsl.com

Queensferry Crossing, tirante.

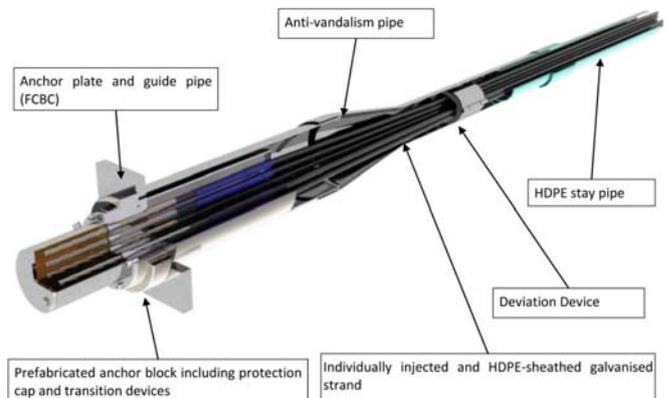
Queensferry Crossing, cable stay.

El nuevo Queensferry Crossing tiene un total de 1.954 m de tablero atirantado. Con dos luces continuas de 650 m, ostenta el récord mundial de luz en tablero atirantado continuo y en luz de puente atirantado de sección transversal mixta. El sistema de tirantes elegido resulta por tanto un elemento clave en el diseño del puente, a fin de garantizar su correcto funcionamiento y las condiciones de durabilidad.

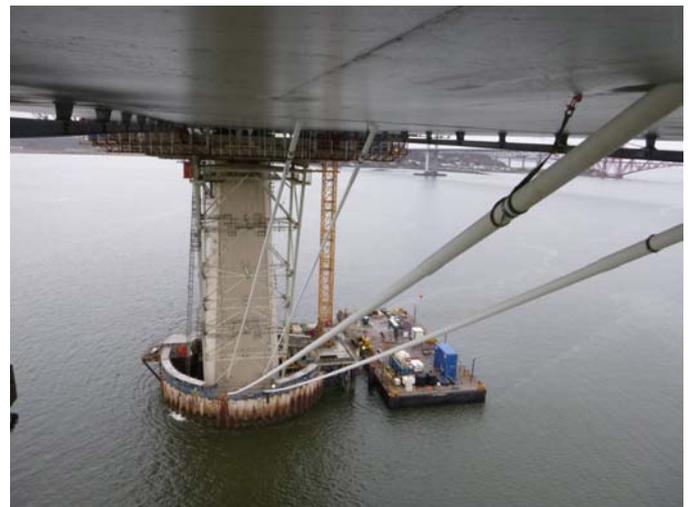
Debido a la particular configuración del puente, los 9 últimos tirantes de cada pila se cruzan con los de la contigua. De esta manera se moviliza parte del peso del vano contiguo a la hora de resistir cargas en vanos alternados. Es la primera vez que se utiliza este sistema en puentes atirantados.

El tablero está sustentado por un total de 144 parejas de tirantes formados por haces de cordones paralelos autoprotectidos en vaina de polietileno. El más largo de ellos tiene una longitud de 420,86 m, y el mayor posee 109 cordones. El cordón tiene una sección transversal de 150 mm² y una tensión garantizada de rotura de 1.860 MPa.

La vida útil de diseño es de 60 años y los cordones deben ser reemplazables individualmente. Además, se ha previsto una capacidad de desviación angular de 50 mrad para acomodar los movimientos previstos.



Esquema del sistema de tirantes



Tirante tie down

461. PUENTE ATIRANTADO TRENG TRENG-KAY KAY EN TEMUCO, CHILE

TRENG TRENG - KAY KAY CABLE-STAYED BRIDGE IN TEMUCHO (CHILE)

Óscar Ramón Ramos Gutiérrez. Louis Berger-APIA XXI. Universidad de Cantabria. Head of Bridges Division. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. oramos@louisberger.com

Ricardo Rafael Pereira da Sousa. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. rpereira@louisberger.com

Guillermo Ortega Carreras. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gortega@louisberger.com
Frank Schanack. Universidad Austral de Chile. Director Instituto Obras Civiles. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. frank.schanack@uach.cl

Marcos Jesús Pantaleón Prieto. Louis Berger-APIA XXI. Universidad de Cantabria. Director Técnico. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mjpanta@louisberger.com

Juan Peña Lasso. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero Industrial. jupena@louisberger.com

Puente atirantado, diseño sísmico, mástil quebrado, hormigón pretensado, cajón bi-celular.

Cable-stayed bridge, seismic design, broken line pylon, prestressed concrete, bi-cellular box girder.

El TrengTreng KayKay es un puente atirantado que cruza el Río Cautín en las afueras de la ciudad de Temuco, en Chile. El diseño de la forma del mástil está basado en una leyenda local y simula las dos serpientes, del bien y del mal, luchando entre ellas. La estructura, de 240 m de longitud total, está compuesta por cuatro vanos menores y el principal de 140 m, siendo la distribución de luces resultante 23 + 27 + 140 + 27 + 23 m. Debido a la intensa actividad sísmica que se produce en el lugar de emplazamiento del puente (en esta región de Chile la aceleración básica del sismo es de 0,3 g) se ha llevado a cabo un meticuloso estudio sísmico de la estructura.

En esta estructura hay diferentes aspectos que merecen una mención especial. En primer lugar es un puente atirantado asimétrico de considerable longitud: 140 m. El mástil, de 70 m de altura, presenta un inusual quiebro en su forma, que introduce la dificultad



Vista general de la construcción del viaducto

de dirigir la resultante de las fuerzas de los cables hacia la línea central del pilono. Por esta razón, el pilono tiene que ser pretensado para contrarrestar el momento flector causado por las fuerzas de los tirantes.

El tablero, con un ancho de 27 m, consta de dos carriles por cada sentido de circulación, sus correspondientes aceras y un carril bici. Su sección consiste en un cajón bicelular de 2 m de canto y 16,5 m de ancho y dos losas en voladizo laterales de 5,25 m de longitud.

El sistema de atirantamiento frontal está compuesto por 2 planos de 12 tirantes, distribuidos según una disposición en abanico. Los anclajes de los cables frontales están situados sobre los bordes del tablero y por ello son necesarios diafragmas transversales de hormigón pretensado para transferir correctamente las fuerzas del cable hacia el cajón bicelular. Para estudiar correctamente la transmisión de las fuerzas de los tirantes al tablero se realizó un modelo de elementos finitos, con elementos tipo lámina.

En cuanto al sistema de atirantamiento trasero, este se compone de dos pares de cuatro cables paralelos anclados al estribo de retenida. La estabilidad global de este estribo fue estudiada cuidadosamente, realizándose un MEF con elementos tipo lámina para analizar la transmisión de la fuerza de tensión de los tirantes traseros y la fuerza de compresión del tablero.

462. PUENTE DE VIGAS DE LONGITUD MEDIA SIN JUNTAS DE DILATACIÓN INTERMEDIAS: VIADUCTO DE CASTILBLANCO SOBRE EL EMBALSE DE GARCÍA SOLA

MEDIUM LENGTH GIRDERS BRIDGE WITHOUT EXPANSION JOINTS: CASTILBLANCO VIADUCT OVER THE GARCIA SOLA RESERVOIR

Cristina Gaité González. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. cgaite@louisberger.com

Óscar Ramón Ramos Gutiérrez. Louis Berger-APIA XXI. Universidad de Cantabria. Head of Bridges Division. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. oramos@louisberger.com

Manuel Tomás Moreno. Ferroviario. Jefe de Obra. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mtomas@ferroviario.com

Enrique Carrera Carrero. Cemosá. Jefe de Unidad. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. enrique.carrero@cemosa.es

Fernando Pedraza Majárrez. Ministerio de Fomento. Director de Obra. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fpedraza@fomento.es



Infografía del viaducto

Marcos Jesús Pantaleón Prieto. Louis Berger-APIA XXI. Universidad de Cantabria. Director Técnico. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mjpanta@louisberger.com

Javier Fernández-Dívar Sánchez. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jfernandezdivar@louisberger.com

Roberto Escalona de la Fuente. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. rescalona@louisberger.com

Junta de dilatación, apoyos deslizantes, pretensado, vigas, losa de continuidad.

Expansion joint, slide bearing pads, prestressing, beams, continuity slab.

El nuevo viaducto de Castilblanco sobre el Embalse de García Sola surge ante la necesidad de buscar una solución al mal estado del puente existente. Tras sucesivas inspecciones y valorar las alternativas de reparación o de construcción de uno nuevo paralelo al existente, se optó por la segunda, presentando mayor garantía, un coste similar y nula inferencia en la circulación.

El nuevo puente está constituido por 10 vanos de 43,75 m de luz. La superestructura consiste en dos vigas artesas pretensadas prefabricadas colocadas mediante lanzador y simplemente apoyadas conformando vanos isostáticos. Cada par de vigas se apoya en un dintel de hormigón armado de 3,00 m de longitud, 11,50 m de anchura y 1,80 m de canto. La subestructura consiste en dos pila-pilotes sobre las que se apoya cada dintel.

Con el objetivo de minimizar las labores de conservación futuras de este puente, y toda vez que está situado sobre un embalse, se ha optado por disponer únicamente juntas de dilatación en los estribos. A tal fin, y para acomodar los movimientos en cabeza de pilas y optimizar el diseño de estos elementos, el puente presenta neoprenos zunchados deslizantes en las pilas laterales, y neoprenos zunchados estándar en las tres pilas centrales, encargadas de absorber los esfuerzos horizontales.

Para la ejecución de la infraestructura se ha utilizado en todo momento una pontona flotante evitando así la necesidad de ejecutar rellenos en el embalse.

Los dinteles se han ejecutado en dos fases. En una primera, y con las pilas terminadas, se ha colocado sobre ellas de una prelosa prefabricada de 30 cm de espesor, con los cercos de cortante y torsión del dintel en espera y dos ventanas para permitir el paso del pretensado y la armadura pasiva de pilas. Y en una segunda, se han hormigonado las ventanas de la prelosa y resto del dintel hasta canto 1,8 m. La conexión pila-dintel es pretensada mediante 12 barras 40 de alta resistencia.



Descenso de prelosa de dintel y pretensado de cabeza de pilas en espera

Se ha realizado un análisis de optimización de la longitud de desconexión de la losa de continuidad, y su influencia en la respuesta de las pilas-pilote, habida cuenta de la considerable flexibilidad de estos elementos.

463. ANTEPROYECTO DE VIADUCTO DE 14 KM SOBRE EL MAR ENTRE ARABIA SAUDÍ Y BARÉIN

FEASIBILITY/ENGINEERING STUDY OF A 14 KM OFFSHORE VIADUCT BETWEEN SAUDI ARABIA AND BAHRAIN

Ignacio Abad González. INTECSA-INARSA. Jefe de Departamento de Túneles y Estructuras. Ingeniero de Caminos. ignacio.abad@intecsa-inarsa.es

Guillermo Santamaría Caballero. INTECSA-INARSA. Jefe de Proyecto de Estructuras. Ingeniero de Caminos. guillermo.santamaria@intecsa-inarsa.es

Prefabricación pesada, construcción industrializada, extradadoso, puente marino, internacional.

Heavy prefabrication, industrialized construction, extradosed, offshore bridge, international.



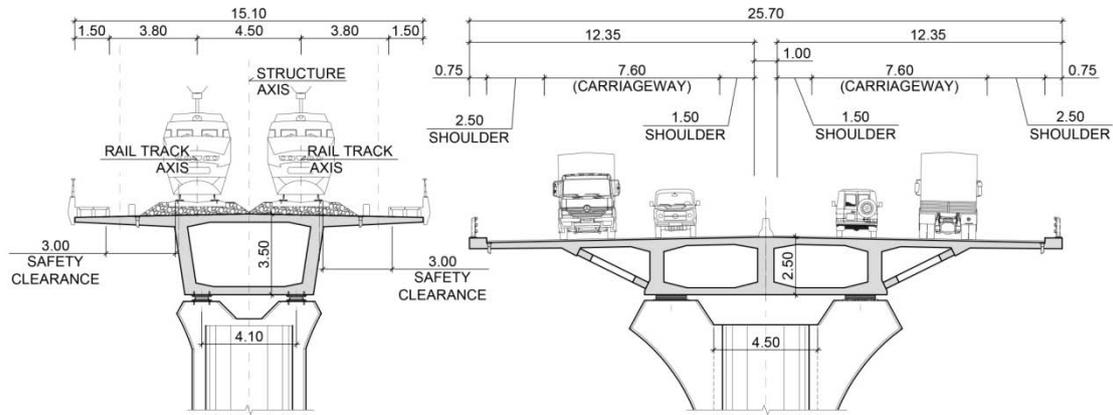
Panorámica del nuevo viaducto al frente y del existente al fondo, con el lanzador en funcionamiento

Arabia Saudí se encuentra unida a la isla de Baréin por una conexión de carretera de 25 km. Esta conexión se configura con una sucesión de viaductos sobre el mar y varios tramos en tierras (King Fahd Causeway).

La línea ferroviaria internacional prevista por el Gulf Cooperation Council (GCC) incluye una nueva conexión entre estos países. Además, el interés por ampliar la conexión por carretera existente, actualmente saturada, amplió el alcance previsto por el GCC.

INTECSA-INARSA, durante su pertenencia al grupo SNC-Lavalin, lideró un equipo multidisciplinar y multinacional para realizar los estudios de viabilidad técnica y económica e ingeniería básica de esta nueva conexión, que incluye un puente de más de 14 km sobre el mar para carretera y ferrocarril. Este puente tiene un vano principal de 150m.

El cliente fue la "King Fahd Causeway Authority" (KFCA), propiedad del actual puente, participada por los dos estados que une. En el



Vano típico. Puentes en viga-cajón de hormigón postesado. Secciones

proyecto colaboraron distintos organismos de ambos países, de forma que quedaran representados los distintos intereses de cada organización.

Los rangos de luces considerados para los vanos típicos variaron desde los 35 m para vigas prefabricadas postesadas al entorno de los 100 m para estructuras de doble tablero en celosía (ferrocarril y carretera), concluyendo que la luz óptima sería la del puente existente (50 m), tanto por adecuación formal como por criterios técnicos y económicos.

Las estructuras para vanos típicos finalmente elegidas fueron tableros independientes para ferrocarril y carretera en cajón de hormigón postesado, completamente prefabricados y colocados mediante pontona. El primero de los tableros, convencional, sirve para dar servicio a dos líneas ferroviarias y el segundo proporciona 4 nuevos carriles de carretera. El importante ancho de este último tablero (25,70 m) sugirió el uso de un cajón bicelular con jabalcones.

Respecto al vano principal, la luz de 150 m está condicionada por el vano de navegación del puente existente. Se barajaron varias opciones, eligiendo finalmente un tablero extradado conjunto para ferrocarril y carretera (luces 80 m-150 m-80 m) con un ancho singular (47 m).

El proceso de ejecución de puentes de gran longitud en entorno marino tiene gran repercusión en el proyecto, imponiéndose la prefabricación de grandes piezas de gran tonelaje que en tierra sería insumible. Por ello se contó con la asistencia de Boskalis, empresa especialista en transportes marinos. La comunicación, aunque centrada en los criterios técnicos, económicos, sociales, estéticos... que se han seguido en la evaluación de las alternativas, analiza también estos procesos constructivos.



Vano principal. Imagen 3D (Causeway existente en segundo plano)

465. EMPUJE DEL VIADUCTO EN ARCO TRIANGULADO DE TABLERO INFERIOR PARA FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE LA AUTOVÍA A-45

LAUNCHING OF HIGH SPEED RAILWAY BOWSTRING ARCH TRUSS BRIDGE OVER A-45 HIGHWAY

Óscar Ramón Ramos Gutiérrez. Louis Berger-APIA XXI-Universidad de Cantabria. Head of Bridges Division. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. oramos@louisberger.com

Juan Peña Lasso. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero Industrial. jupena@louisberger.com

Ricardo Rafael Pereira da Sousa. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. rpereira@louisberger.com

Manuel Ángel Díaz García. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero Industrial. mdiaz@louisberger.com

Marcos Jesús Pantaleón Prieto. Louis Berger-APIA XXI-Universidad de Cantabria. Technical Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mjpanta@louisberger.com

Arco, empuje, lanzamiento, alta velocidad, patch loading.

Arch, launching, high-speed-railway bridge, patch-loading, viaduct.

El viaducto sobre la A-45 es una estructura mixta de 3 vanos (30 + 70 + 30 m), constituida por dos vigas metálicas de sección cajón, paralelas entre sí y separadas 15,50 m, que se apoyan en dos pilas pórtico esviadas respecto al eje longitudinal del puente. El vano principal se salva mediante dos arcos triangulados gemelos que sustentan a las vigas principales longitudinales y que en el vano principal funcionan como tirantes del arco. La plataforma se materializa mediante una losa de hormigón que se apoya sobre los travesaños transversales metálicos de sección doble T, que están unidos a las vigas principales longitudinales. La construcción del viaducto se realiza mediante el montaje del tablero en el trasdós de uno de los estribos y su posterior lanzamiento sobre los apoyos situados en pilas temporales. Debido a que el diseño original contemplaba la construcción en su emplazamiento final sobre torres de apoyo provisionales, se plantean una serie de dificultades técnicas que determinan el estudio pormenorizado del empuje y las respectivas particularidades durante la ejecución.

El reto de empujar un puente sobre una autopista existente y en servicio conlleva la dificultad geométrica de la colocación de los apoyos temporales y que se traduce en luces importantes entre ellos. Es-



Viaducto sobre la A45, antes del empuje



Viaducto de A45 durante el proceso de empuje

to provoca que durante las maniobras de empuje el arco trabaje en ocasiones como un voladizo de longitud de hasta 50 m. El empuje en estas condiciones es posible gracias a la configuración de arco triangular de la estructura, que permite que trabaje como una viga de gran canto, lo que no sería viable con una solución común de arcos con péndolas a no ser que se utilizasen elementos temporales de diagonalización posiblemente muy costosos.

La modificación del proceso constructivo llevó a la necesidad de reforzar el alma de las vigas longitudinales mediante una célula de refuerzo con el objetivo de impedir la abolladura local de las chapas del alma. Debido a que la curvatura del puente en planta se traduciría en una poligonal, esta célula de refuerzo ha tenido que calcularse para diferentes posiciones excéntricas de la carga concentrada de apoyo. Se ha estudiado intensivamente el fenómeno de la introducción de carga concentrada o patch loading mediante elementos finitos puesto que es el condicionante principal para el empuje. Por ello, antes del empuje se realizó una prueba de carga simulando la peor situación para el apoyo de las vigas longitudinales durante la maniobra.

466. REHABILITACIÓN DE TABLEROS MIXTOS REALIZADOS EN ACERO CON RESISTENCIA MEJORADA FRENTE A LA CORROSIÓN ATMOSFÉRICA

REHABILITATION OF COMPOSITE BOX GIRDERS BUILT WITH WEATHERING STEEL

Óscar Ramón Ramos Gutiérrez. Louis Berger-APIA XXI-Universidad de Cantabria. Head of Bridges Department. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. oramos@louisberger.com

Haritz García Coca. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. hagarca@louisberger.com

Marcos Jesús Pantaleón Prieto. Louis Berger-APIA XXI-Universidad de Cantabria. Technical Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mjpanta@louisberger.com

Alberto Esteban Castrillejo. TEMHA. Departamento de Puentes. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. esteban@temha.com

Cajón metálico, corrosión, acero corten, patologías, impermeabilización.

Steel box girder, corrosion, weathering steel, pathologies, waterproofing.

Se expone a continuación la problemática asociada a la corrosión de cajones realizados en acero corten mediante los ejemplos de las patologías observadas en los viaductos de Navia y As Nogais (Lugo) y las medidas tomadas para paliar sus efectos.

Los cajones de los puentes de Navia y As Nogais están realizados en acero autopatinable (también conocido como acero corten), que, al oxidarse, posee la propiedad de generar en su superficie una película densa, adherente y regenerante que impide el desarrollo del proceso de corrosión. Sin embargo, si esta capa se pierde la acción corrosiva puede seguir progresando.

En 2009, ocho años después de la puesta en servicio de estas estructuras, se realizó una primera inspección observando en elementos puntuales de las mismas un grado de corrosión severa aunque sin síntomas de debilitamiento generalizado de su capacidad portante. En 2013 se realizó una segunda inspección constatando una evolución considerable de la corrosión y una pérdida importante de espesor en algunas chapas.

Esta patología viene originada por la infiltración de agua proveniente del tablero en el interior del cajón, previsiblemente causada por defectos en la capa de impermeabilización junto con la fisuración de la losa en las juntas de hormigonado. Este hecho se ve agravado en estas estructuras debido a dos factores:

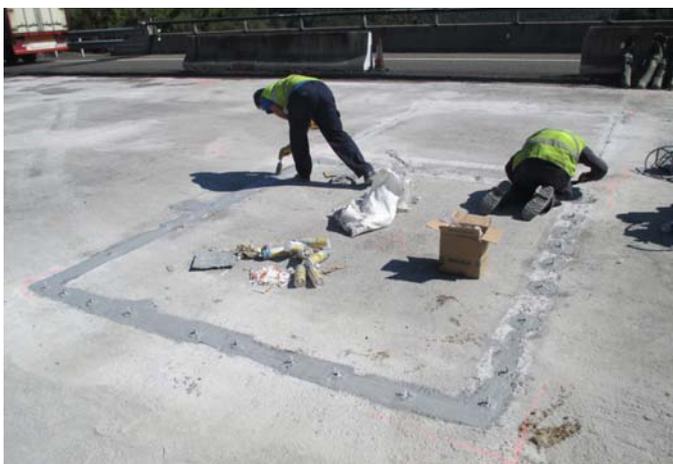
- La losa superior está realizada con paneles prefabricados solidarizados mediante nervios hormigonados in situ. Esto provoca la aparición de numerosas juntas frías que facilitan la infiltración del agua.
- La ubicación de las estructuras en zona de montaña conduce al uso habitual de sales fundentes empleadas en las campañas invernales, que además de favorecer la penetración del agua incrementa los efectos de la corrosión.

Medidas tomadas al efecto:

Reparación de la impermeabilización.



Antes y durante la aplicación de una capa de pintura en interior del cajón metálico



Inyección y sellado de las fisuras en la cara superior de la losa

- Fresado del firme hasta dejar vista la capa superior de la losa de hormigón y ejecución de un nuevo sistema de sumideros.
- Limpieza de la superficie con chorro de agua con el fin de decapar los restos de emulsión bituminosa empleada en la impermeabilización del tablero.
- Inyección y sellado de fisuras tanto desde el paramento superior como el inferior.
- Disposición de una nueva capa de impermeabilización y reposición del firme.
Acondicionamiento del cajón metálico.
- Limpieza del interior del cajón mediante chorreado de agua a alta presión.
- Colocación y soldadura de perfiles IPE a modo de rigidizadores en las zonas más dañadas.
- Aplicación de una capa de imprimación epoxi.

468. VIADUCTO DEL CORTIJO DE ROPEROS. PILA DELTA COMO SOLUCIÓN PARA EL PUNTO FIJO EN VIADUCTOS EN ZONAS DE SISMICIDAD MEDIA

CORTIJO DE ROPEROS VIADUCT. DELTA PIER AS FIXED POINT TYPE SOLUTION FOR VIADUCTS IN MEDIUM RISK SEISMIC AREAS

Guillermo Ortega Carreras. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gortega@louisberger.com
 Jorge Eloy de Vena Retuerto. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jdvena@louisberger.com

Cristina Gaité González. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cgaite@louisberger.com

Óscar Ramón Ramos Gutiérrez. Louis Berger-APIA XXI-Universidad de Cantabria. Head of Bridges Division. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. oramos@louisberger.com

Marcos Jesús Pantaleón Prieto. Louis Berger-APIA XXI-Universidad de Cantabria. Technical Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mjpanta@louisberger.com

Ángela Martín Ochoa. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. angmartin@louisberger.com

Punto fijo, pila delta, sismo, ferrocarril, sección cajón.

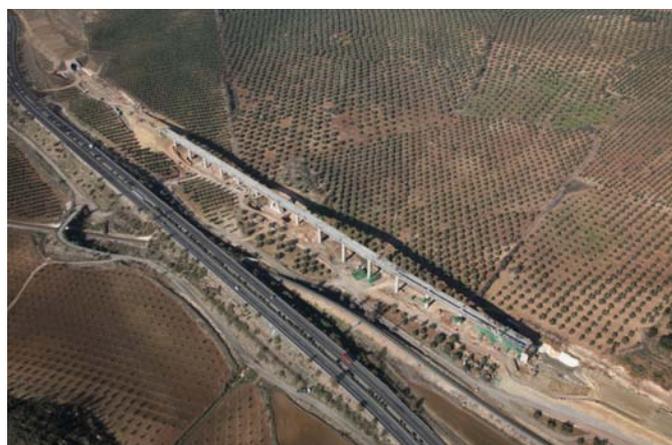
Fixed point, delta- pier, earthquake, railway, box girder.

El viaducto del Cortijo de Roperos es un puente de 606 m de longitud situado en el tramo Antequera-Peña de los Enamorados, de la Línea Ferroviaria de Alta Velocidad entre Antequera y Granada.

El viaducto se plantea como un dintel continuo de hormigón pos-tesado de sección cajón monocelular de canto constante con vanos tipo de 39 m de luz, soportados por pilas de hormigón armado de sección elíptica con un cabezal superior, de alturas comprendidas entre 10 y 30 m. Se trata pues de la tipología habitualmente empleada para los viaductos de ferrocarril de luces medias-altas.

Para hacer frente a las acciones longitudinales la solución clásica en este tipo de viaductos consiste en establecer el punto fijo en uno de los estribos. Ahora bien, el viaducto se encuentra en una zona de sismicidad media, siendo la aceleración sísmica básica de 0,11 g, por lo que a la hora de dimensionar el punto fijo se debe contar, además de con la acción del frenado y del rozamiento de los aparatos de apoyo, con la fuerza transmitida por la acción sísmica. Para un viaducto de 600 m de longitud en una zona de sismicidad media la magnitud de la acción sísmica sobre el punto fijo es considerable y se hace complicado asumirla con un estribo de dimensiones razonables. Una solución alternativa consiste en establecer el punto fijo en una pila delta. En el caso del Viaducto del Cortijo de Roperos se aprovechó un pequeño collado existente hacia la mitad del puente para diseñar una pila de 16 m de altura.

Finalmente, se presenta un estudio paramétrico para la obtención del rango óptimo de utilización de la pila delta como punto fijo en viaductos de ferrocarril. El estudio considera la variación de tres pa-



Vista aérea de la construcción del viaducto



Vista general mostrando la pila delta

rámetros: el ángulo de apertura en clave, la altura de la pila delta y la longitud del viaducto. Igualmente, las acciones consideradas en el estudio han sido el peso propio de la pila, la reacción vertical proveniente del tablero, el rozamiento de los aparatos de apoyo deslizantes, la fuerza de frenado y la acción sísmica.

469. VIADUCTOS DE SAN FELIPE Y LAS TINAJAS EN ZONAS DE ALTO RIESGO SÍSMICO (RUTA 60, CHILE)

SAN FELIPE AND LAS TINAJAS VIADUCTS IN A HIGH SEISMIC RISK AREA (RUTA 60, CHILE)

Óscar Ramón Ramos Gutiérrez. Louis Berger-APIA XXI-Universidad de Cantabria. Head of Bridges Division. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. oramos@louisberger.com
 Iván Campo Rumoroso. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. icampo@louisberger.com
 Luis García Vega. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. lvgarcia@louisberger.com
 Marcos Jesús Pantaleón Prieto. Louis Berger-APIA XXI-Universidad de Cantabria. Technical Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mjpanta@louisberger.com
 Javier Fernández-Dívar Sánchez. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jfernandezdivar@louisberger.com
 Roberto Escalona de la Fuente. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. rescalona@louisberger.com

Chile, actividad sísmica, cajones mixtos, aparatos de alto amortiguamiento, socavación.

Chile, seismic activity, composite box girders, high damping rubber bearings, scour.

Los viaductos de Las Tinajas y San Felipe son las dos estructuras singulares del proyecto de Variante de Panquehue, en la Ruta 60 chilena. El tramo de autovía discurre sensiblemente paralelo al Río Aconcagua, cruzando dicho cauce mediante el Viaducto de Las Tinajas. Al tratarse de un río anastomosado, ha sido necesario tomar medidas de prevención y protección en la concepción de los puentes. Además, los viaductos se encuentran en la zona de mayor sismicidad de Chile, lo cual, sumado a la reciente experiencia del Sismo del Bio-Bio en el año 2010 ha obligado a disponer una serie de medidas antisísmicas con el fin de garantizar su correcto comportamiento sísmico.

El Viaducto de San Felipe se encuentra a la entrada de la ciudad de nombre homónimo. Debido a su ubicación, se optó por una solución poco convencional en Chile consistente en tres cajones mixtos de 300 m de longitud, dividido en vanos de $51 + 3 \times 66 + 51$ m de luz y ancho total 22,33 m. Los tres cajones se apoyan en cuatro pilas en T. La estrategia antisísmica del puente consistió en aislar el puente mediante neoprenos convencionales en longitudinal, y topar el puente en transversal, disponiendo topes sísmicos intermedios. Debido a la erosión del cauce, ha sido necesario pilotar el estribo salida puente y la pila adyacente para asegurarlos frente al riesgo de socavación.

El viaducto de las Tinajas cruza sobre el Río Aconcagua con un esviaje de $27,5^\circ$. Se trata de un viaducto compuesto de 5 vigas doble T pretensadas. La longitud del puente es 320 m divididos en 8 vanos iguales de 40 m y 11,23 m de ancho. Las pilas son pilas pilote compuestas de 3 columnas de 1,5 m de diámetro. Debido a la variabilidad



Cajón metálico en el taller



Viaducto de Las Tinajas. Construcción de pilas-pilote

de la socavación en el cauce, se han dispuesto todas las caras superiores de las vigas de atado de los pilotes y las caras superiores de los encepados de los estribos a la misma altura, siendo ésta la cota de socavación general. Respecto a la estrategia antisísmica, para permitir la utilización de pilas-pilote, se han dispuesto aparatos de apoyo de alto amortiguamiento HDBR. Además, al tratarse de un puente con un esviaje significativo, se ha optado por hacer cada vano independiente para evitar el colapso por rotación, el más frecuente durante el sismo de 2010. Adicionalmente, se han dispuesto topes sísmicos intermedios y laterales y barras de anclaje verticales como medida de seguridad pasiva.

470. CONCEPTO Y OBRA EN LA REHABILITACIÓN DE UN PUENTE METÁLICO DISEÑADO EN EL SIGLO XIX: PUENTE DE TRETO

CONCEPT AND WORKS IN THE REHABILITATION OF A STEEL BRIDGE DESIGNED IN 19TH CENTURY: TRETO BRIDGE

Óscar Ramón Ramos Gutiérrez. Louis Berger-APIA XXI-Universidad de Cantabria. Head of Bridges Division. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. oramos@louisberger.com
 David García Sánchez. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ddgarsan@gmail.com
 Iván Toribio Sánchez. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. itoribio@louisberger.com
 Manuel Ángel Díaz García. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero Industrial. mdiaz@louisberger.com

Juan Peña Lasso. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero Industrial. jupena@louisberger.com
 Marcos Jesús Pantaleón Prieto. Louis Berger-APIA XXI-Universidad de Cantabria. Director Técnico. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mjpanta@louisberger.com

Rehabilitación, puente arco, puente móvil, acero, corrosión.

Rehabilitation, arch bridge, movable bridge, steel, corrosion.

La versión original del conocido como “puente de hierro” en Treto (Cantabria) data del año 1882. En el año 1890 se redacta una nueva versión del proyecto (la definitiva), introduciendo un tramo giratorio entre el estribo derecho y lo que originariamente era la pila primera (con distancia entre paramentos de 37 metros), y se amplían las luces entre las pilas 1 y 2 a 59 metros (los mismos que entre la pila 2 y el estribo izquierdo). Los tramos fijos, con configuración en celosía de cordón superior curvo (a modo de arco bowstring) son, por tanto, de mayor luz y el tramo giratorio es hiperestático apoyándose en una nueva pila de sección circular situada en el punto medio entre el estribo derecho y la pila 1. La capacidad de giro horizontal convertiría a este puente en uno de los pocos de Europa con esta característica.

Desde su apertura, en 1905, hasta la actualidad el puente ha mantenido su funcionalidad para el tráfico carretero, dentro ahora de la N-634 San Sebastián-Santiago de Compostela.

A finales de los años sesenta se realizó un proyecto de sustitución del firme y del forjado del tablero. Desde entonces no se volvió a afrontar ningún tipo de trabajo de especial de rehabilitación en el puente.

El proyecto de rehabilitación del puente de Treto afrontado en el año 2016 sigue la misma filosofía de un proyecto de rehabilitación previo firmado por Jesús Páez Martínez en 1996, que ya definió tres tipos de actuaciones: reparaciones, refuerzos y sustituciones.

Se consideraron reparaciones aquellas actuaciones de saneo superficial y reposición de material por medio de forros atornillados, y protección inicial de las superficies.

Los refuerzos se realizaron en aquellos elementos, ya reparados, pero de capacidad no suficiente para la funcionalidad prevista en la rehabilitación. Estos refuerzos consisten en la conexión atornillada de nuevas platabandas o perfiles, y también la rehabilitación integral del forjado, constituyendo un nuevo forjado mixto.

Las sustituciones se referían a elementos estructurales no adecuados, que se eliminaron, y en su lugar se colocaron otros nuevos, que se unieron al resto de la estructura mediante uniones atornilladas.



Encapsulado y medios auxiliares durante la construcción



Armadura y trabajos de hormigonado en nueva losa

La no uniformidad estructural del puente y la heterogeneidad de los materiales condicionó una rehabilitación claramente diferenciada. Esta rehabilitación diferenciada exigió el desarrollo de trabajos muy específicos en un entorno de gran singularidad natural y paisajística. Este hecho obligó a desarrollar también medidas de protección ambiental específicas

471. RAMPAS DE ACCESO AL VIADUCTO BICENTENARIO Y AUNORTE, AUTOPISTAS ELEVADAS EN LA CIUDAD DE MÉXICO

FRONTAGE LANES FOR VIADUCTO BICENTENARIO AND AUNORTE, ELEVATED HIGHWAY IN MEXICO CITY

Ricardo Rafael Pereira da Sousa. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. rpereira@louisberger.com

Luis García Vega. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. lvgarcia@louisberger.com

Óscar Ramón Ramos Gutiérrez. Louis Berger-APIA XXI-Universidad de Cantabria. Head of Bridges Division. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. oramos@louisberger.com

Marcos Jesús Pantaleón Prieto. Louis Berger-APIA XXI-Universidad de Cantabria. Technical Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mjpanta@louisberger.com

México, prefabricación, alta sismicidad, tablero mixto, cimentación tipo cálido.

Mexico, precast, high seismicity, composite deck, precast box girder.

El proyecto constructivo “Rampas de Acceso al Viaducto Bicentenario y Aunorte”, abarca la planificación y diseño de varios enlaces para las autopistas elevadas Viaducto Bicentenario y Aunorte, gestionadas por OHL Concesiones. Los cuatro enlaces proyectados son Metalurgistas, Gustavo Baz II, Mario Colín y Ejército Nacional y se encuentran en la Ciudad de México, una de las más pobladas y congestionadas del mundo.

En el diseño previo se han encontrado problemáticas como proyectar unos enlaces con una autopista elevada, construida y en servicio, que se encuentran en áreas urbanas con intenso tráfico y varios niveles de intersecciones que dificultan el encaje geométrico y conllevan la utilización de radios de giro extremadamente reducidos que afectan notablemente al diseño.



Planta del enlace Gustavo Baz 2

El objetivo principal ha sido prefabricar al máximo siempre que fuera posible debido a la complejidad de ejecutar los trabajos "in situ". En todos los enlaces se ha utilizado la misma tipología estructural: cajones mixtos continuos en los vanos curvos con un rango de luces que varían de 30 a 50 m y vigas cajón pretensadas, prefabricadas y biapoyadas para los vanos rectos con una luz aproximada de 30 m. Debido a la fuerte curvatura en planta de los tableros, se estudiaron los cajones mediante modelos de láminas para tener en cuenta las tensiones por alabeo de la sección.

La subestructura también se ha proyectado prefabricada donde ha sido posible. Debido a los numerosos condicionantes existentes, ha sido necesario recurrir a la utilización de varias pilas excéntricas y pórticos. Los pórticos también se han proyectado prefabricados, siendo ensamblados en obra mediante barras de pretensado. Todas las cimentaciones se han proyectado in-situ, consistentes en pilotes de hormigón de 0,8 m de diámetro, sobre los que se ha dispuesto, habitualmente, un cáliz de cimentación para poder embeber las columnas o pórticos prefabricados.

Otro de los desafíos de la zona es su alta sismicidad. Para hacer frente a los efectos sísmicos, se ha buscado una solución de aislamiento consistente en la utilización de apoyos elastoméricos de alto amortiguamiento tipo HDBR, alejando los modos de vibración principales de la meseta del espectro y reduciendo las fuerzas de la subestructura. También ha sido necesario estudiar en detalle la disposición de los aparatos de apoyo para evitar levantamientos en sismo debidos a la

curvatura en planta de la estructura y la fuerte pendiente longitudinal de las rampas, que se traduce en una gran diferencia de altura entre dos columnas consecutivas.

472. OPTIMIZACIÓN DE PUENTES DE VARIOS VANOS ISOSTÁTICOS EN ZONAS SISMOACTIVAS MEDIANTE LA SUPRESIÓN DE JUNTAS

MULTI SPAN BRIDGES OPTIMIZATION AT HIGH SEISMIC ZONE AREAS BY EXPANSION JOINTS REMOVING

Antonio Madrid Ramos. Proes Consultores, S.A. Director Corp. Área Infraestructuras Terrestres. Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. amadrid@proes.engineering

Carmen Lozano Bruna. Proes Consultores, S.A. Departamento de Puentes. Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. clozano@proes.engineering

Alejandro Nicolás Pazo. Proes Consultores, S.A. Jefe de Proyecto. Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. anicolas@proes.engineering

Miguel Ángel Higuera Antón. Proes Consultores, S.A. Director de Proyectos. Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mhiguera@proes.engineering

David Nogueira Abal. Proes Consultores, S.A. Coordinación de Delineación. Jefe de Proyecto. Arquitecto Técnico e Ingeniero de Edificación. dnogueira@proes.engineering

Amaya Hernando Martín. Proes Consultores, S.A. Directora de Proyectos. Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ahernando@proes.engineering

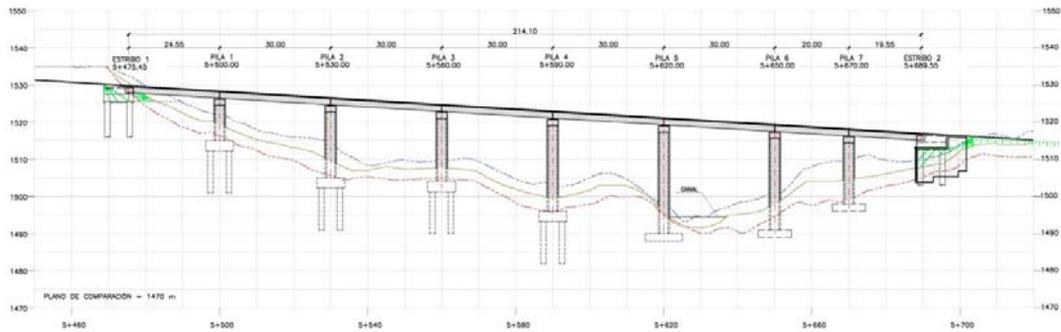
Juntas, capacidad, sismicidad.

Expansion joints, capacity, seismic design.

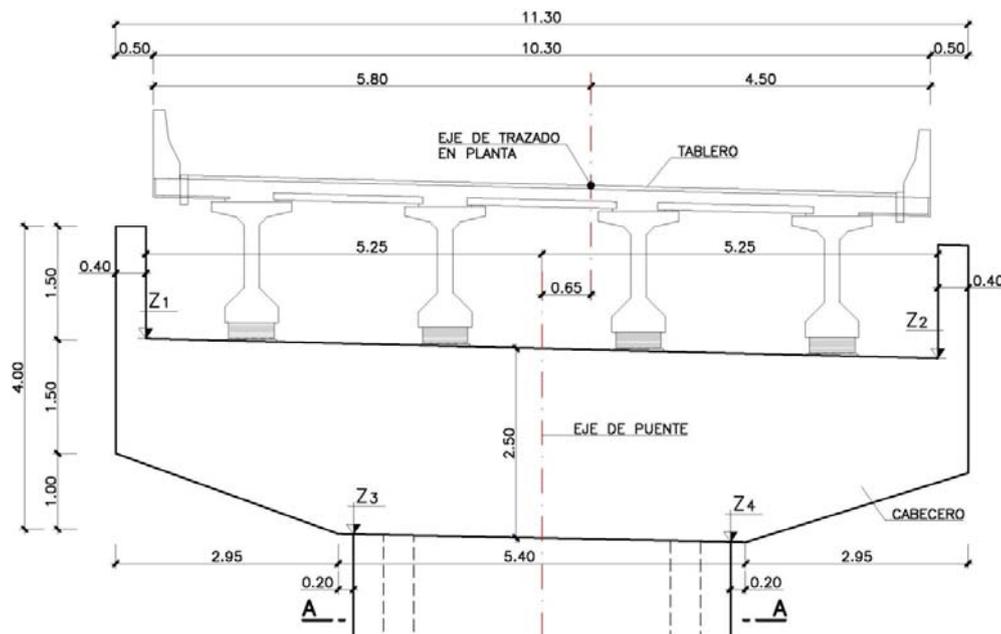


Cimentación tipo cáliz para las pilas prefabricadas

El proyecto de puentes isostáticos de gran longitud suele ir asociado a la fragmentación de los tableros por medio de juntas de dilatación, de manera que se puedan reducir en gran medida los efectos de la dilatación y del acortamiento del tablero debido a los fenómenos reológicos y térmicos que debe resistir la subestructura.



Alzado del viaducto 5 + 475



Sección transversal

Sin embargo, esta fragmentación elimina el comportamiento monolítico del tablero frente a acciones horizontales, modificando la respuesta de la subestructura frente a acciones de naturaleza sísmica, incrementando la fracción de la sollicitación que recae sobre las pilas. La disposición de estas juntas modifica los modos propios de los tableros, causando acoplamientos y permitiendo los posibles impactos entre subtramos.

Además del comportamiento puramente estructural, la multiplicación del número de juntas de dilatación en zonas con alta humedad y de difícil acceso afecta a la estrategia de durabilidad de las estructuras.

Se muestra el diseño de tres viaductos de tableros isostáticos con grandes longitudes globales: el viaducto 5 + 475, con 215 m de longitud total, el viaducto de la Espalda I, con 205 m y el viaducto de La San Juana, con 209 m. Estos tres viaductos pertenecen a la Autopista al Mar 1, en Antioquia (Colombia), proyectada por Proes Consultores.

Los tableros se resuelven con vigas postesadas con luces máximas de 40 m, sobre los que se hormigona la losa sin juntas entre vanos.

El diseño estructural de la subestructura de estos tres viaductos queda altamente condicionado por el alto valor de las acciones sísmicas horizontales que transmiten los tableros. El estudio de optimización realizado por el equipo técnico de Proes Consultores ha concluido que la ejecución de este tipo de tableros con losas de compresión continuas y apoyando las vigas sobre aparatos elastoméricos de gran altura conduce a importantes ventajas económicas en la subestructura.

476. INSTRUMENTACIÓN Y ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE DE TRETO DURANTE SU REHABILITACIÓN

MONITORING AND DATA ANALYSIS DURING REHABILITATION OF TRETO BRIDGE

David García Sánchez. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. dagarcia@louisberger.com
 Vicente Puchol de Celis. Kinesia Ingeniería. Presidente. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. vpuchol@kinesia.es
 Felipe Collazos Arias. Ministerio de Fomento-Universidad de Cantabria. Director de Obra. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fcollazos@fomento.es
 Óscar Ramón Ramos Gutiérrez. Louis Berger-APIA XXI-Universidad de Cantabria. Head of Bridges Division. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. oramos@louisberger.com

Instrumentación, tensiones, pruebas, comportamiento dinámico, aceleraciones.

Monitoring, stress, tests, dynamic behaviour, accelerations.

La Demarcación de Carreteras de Cantabria afrontó la rehabilitación del puente de Treto en la N-634 a su paso por Colindres (Cantabria) en 2016.

El puente presenta una longitud total de 161,74 m distribuida en cuatro vanos: dos del tipo bow-string (tramos fijos) y otros dos que materializan un tramo hiperestático con capacidad de giro sobre la pila de apoyo (tramo giratorio). Cada tramo fijo mide 61,84 m, y el tramo giratorio 38,00 m. La anchura de la calzada es de 5,50 m y los andenes en voladizo dispuestos a cada lado para el tránsito de peatones era de 0,80 m.

Dada la importancia y profundidad de los trabajos de rehabilitación que se decidió acometer en 2015 se llevó a cabo un seguimiento de la evolución tensional de los elementos portantes principales (arco, viga principal y montante) de un arco tipo instrumentado (arco izquierdo del vano 3) mediante instrumentación. El objetivo era conocer la capacidad resistente de la estructura en todo momento y, especialmente, durante los siguientes hitos constructivos: Freado de 17 cm de firme (24 de septiembre 2015), retirada completa de losa (25 de abril a 27 de abril de 2016) y hormigonado de losa (6 de mayo de 2016). También se llevó a cabo un estudio de la evolución de las tensiones en el tiempo y su relación con la temperatura ambiente.



Banda extensométrica en montante



Prueba de carga dinámica excéntrica

477. CÁLCULO DE LAS ESTRUCTURAS DE LA AUTOPISTA AL MAR 1 (COLOMBIA)

STRUCTURES DESIGN IN MAR 1 HIGHWAY (COLOMBIA)

Antonio J. Madrid Ramos. Proes Consultores, S.A. Director Corp. Área Infraestructuras Terrestres. Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. amadrid@proes.engineering

Alejandro Nicolás Pazo. Proes Consultores, S.A. Jefe de Proyecto. Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. anicolas@proes.engineering

Miguel Ángel Higuera Antón. Proes Consultores, S.A. Director de Proyectos. Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mhiguera@proes.engineering

David Nogueira Abal. Proes Consultores, S.A. Coordinación de Delineación. Jefe de Proyecto. Arquitecto Técnico e Ingeniero de Edificación. dnogueira@proes.engineering

Amaya Hernando Martín. Proes Consultores, S.A. Directora de Proyectos. Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ahernando@proes.engineering

Carmen Lozano Bruna. Proes Consultores, S.A. Directora de Proyectos. Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. clozano@proes.engineering

Colombia, sismo, vigas postesadas, AASHTO, puente construido por voladizos.

Colombia, seismic design, postensioned girders, AASHTO, cantilever bridge.

La Agencia Nacional de Infraestructuras (ANI) de Colombia adjudicó al Consorcio Estructura Plural SAC 4G (Sacyr Colombia, Strabag y Concay) la construcción y gestión durante 25 años de la autopista al Mar 1, de 176 km, con una inversión prevista de 1.000 millones de dólares. La Autopista al Mar 1 une los municipios de Medellín con San Jerónimo y Santafé de Antioquia, con un ramal que llega a Bolombolo. Entre las obras a ejecutar se incluye la construcción de puentes y túneles, mejora de la calzada existente y la construcción de una segunda calzada entre el tramo Medellín- Santafé de Antioquia. Proes Consultores está desarrollando el proyecto constructivo completo de esta autopista.

La mayor parte de las estructuras se resuelven mediante tableros de vigas postesadas de luces máximas de 40 m. Las dificultades encontradas en el diseño se han concentrado en la subestructura, tanto por situarse en una zona de alta sismicidad como por la complicada orografía, dado que la traza se sitúa a media ladera.

La solución adoptada para la subestructura consiste en fustes de sección rectangular (maciza o hueca, dependiendo de la altura) rema-



Detalle del emplazamiento a media ladera



Detalle de un puente existente

tados en un dintel de canto variable para proporcionar apoyo al tablero de vigas. Las cimentaciones, dependiendo de la situación, se resuelven mediante zapatas o encepados de pilotes. La solución dada a los estribos es la de cargadero sobre muros de suelo reforzado, en algunos casos se completa la cimentación con pilotes o pozos.

Hay cinco viaductos singulares que se han resuelto mediante cajones contruidos por avance en voladizo.

La Normativa Colombiana empleada es la de Diseño de Puentes CCP-2014, desarrollada por el Instituto Nacional de Vías (INVIAS). Estas normas basan su filosofía en la Normativa Americana AASHTO.

478. ACONDICIONAMIENTO DEL PASO INFERIOR DE LA A-6 BAJO LA PLAZA DEL CARDENAL CISNEROS (MADRID)

REFURBISHMENT OF THE A-6 HIGHWAY UNDERPASS UNDER CARDENAL CISNEROS ROUNDABOUT (MADRID)

Juan Jesús Álvarez Andrés. DRAGADOS. Dirección Técnica. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jjalvarez@dragados.com

Cristina Cobo Rodríguez. DRAGADOS. Dirección Técnica. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. ccobor@dragados.com

José Antonio Martín-Caro Álamo. Ines Ingenieros Consultores, S.L. Director Gerente. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmc@inesingenieros.com

Damián J. Terrasa Díaz. Ines Ingenieros Consultores, S.L. Ingeniero de Proyecto y Responsable de D.O. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. djtd@inesingenieros.com

Losa pretensada, aumento de luz, deformación excesiva, recrecido de losa.

Prestressed slab, span increased, excessive deflection, slab depth increased.

En el ámbito del Contrato de Gestión Integral de Infraestructuras Vías de la Ciudad de Madrid, del que es adjudicatario Dragados, se ha llevado a cabo el acondicionamiento del paso inferior de la autovía A-6 bajo la plaza del Cardenal Cisneros. El Proyecto y la Dirección de las Obras han sido realizados por Ines Ingenieros Consultores.

Originalmente este paso era una losa de hormigón pretensada aligerada de 25 m de luz y 1,10 m de canto.

En 1994 se realizó una ampliación transversal de la A-6 para la introducción del carril "bus-VAO". Ello exigió alargar la estructura aumentando la luz en 4 m y sustituyendo uno de los estribos por otro nuevo situado detrás del existente. El aumento de luz de la losa se resolvió introduciendo un pretensado exterior. Además, se ensanchó la estructura construyendo nuevas losas en los bordes de la losa original, independizadas de la misma mediante juntas de dilatación.

En una inspección efectuada en 2012 se detectaron fisuras en la losa original y una gran deformación en las dos losas de ensanche del tablero. Como consecuencia, se procedió a un análisis minucioso a nivel teórico y a una revisión profunda del estado de la estructura.

Realizados los análisis estructurales de los tableros se vio que todas las losas incumplían los estados límite: ELU de flexión y ELS tensional y de deformaciones.

Tanto la fisuración como el incumplimiento de los estados límite se debían, principalmente, al exceso de carga de pavimento. La carga real era muy superior al valor teórico de cálculo, lo que había ocasionado grandes deformaciones en la losa, que por su esbeltez era muy sensible a este efecto. Con el paso del tiempo, esa deformada había ido aumentando por la fluencia y por las sucesivas repavimentaciones



Barras ancladas para recrecido superior de losa existente



Imagen del paso inferior tras los trabajos de acondicionamiento

realizadas con el fin de mitigar los problemas geométricos generados por la flecha estructural, agravándose así aún más el problema.

Adicionalmente, las calidades de los hormigones obtenidas en los ensayos eran en general algo inferiores a aquellas teóricas con las que se proyectó la estructura.

Con estos antecedentes, en 2014 se ha realizado una profunda intervención destinada a conseguir que la estructura cumpla los requisitos mínimos resistentes, funcionales y de durabilidad.

La actuación ha consistido en recrecer superiormente las losas para ganar canto, sustituyendo parte de la carga muerta por hormigón estructural y dotando así a la estructura de una mayor rigidez y capacidad resistente.

479. ESTRUCTURAS DEL CORREDOR VIAL BUCARAMANGA-BARRANCABERMEJA-YONDÓ

STRUCTURES OF THE HIGHWAY BUCARAMANGA-BARRANCABERMEJA-YONDÓ

Antonio J. Madrid Ramos. Proes Consultores, S.A. Director Corp. Área de Infraestructuras Terrestres. Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. amadrid@proes.engineering

Carmen Lozano Bruna. Proes Consultores, S.A. Directora de Proyectos. Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. clozano@proes.engineering

Alejandro Nicolás Pazo. Proes Consultores, S.A. Jefe de Proyecto. Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. anicolas@proes.engineering

Miguel Ángel Higuera Antón. Proes Consultores, S.A. Director de Proyectos. Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mhiguera@proes.engineering

David Nogueira Abal. Proes Consultores, S.A. Coordinación de Delineación. Jefe de Proyecto. Arquitecto Técnico e Ingeniero de Edificación. dnogueira@proes.engineering

Amaya Hernando Martín. Proes Consultores, S.A. Directora de Proyectos. Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ahernando@proes.engineering

Vigas postesadas, pila-pilote, demanda, capacidad, sismicidad.

Post-tensioned girders, multicolumn bents, seismic demands, capacity, seismic force.

Ferrovial, a través del consorcio liderado por su filial Cintra Infraestructuras, ha sido seleccionada por la Agencia Nacional de Infraestructura (ANI) de Colombia para el diseño, construcción, financiación, operación y mantenimiento de aproximadamente 152 kilómetros de la Autopista Bucaramanga-Barrancabermeja-Yondó (BBY).

La infraestructura mejorará las conexiones del oriente con los centros de producción petrolera más importante del país. Este proyecto mejorará la circulación en la región, potenciará las oportunidades de desarrollo económico e impulsará el empleo y la cadena de suministro local en esta zona oriental del país, con gran peso en la producción de la industria petrolera.

Proes Consultores está desarrollando el Proyecto Constructivo de las estructuras de nueva construcción de las unidades funcionales UF5 y UF7.

La mayor parte de las estructuras proyectadas son puentes con tableros de vigas postesadas de luz máxima 40 m. En cada unidad funcional hay un viaducto cuya parte central presenta una tipología diferente, con luces máximas de 120 m para salvar las quebradas de La Peligrosa y el Río Sucio. Para estos tramos se ha proyectado un cajón postesado, construido por voladizos sucesivos, de canto variable entre 2,50 m en el centro del vano y 6,00 m en el arranque del voladizo.

Para conferir la mayor flexibilidad posible a las estructuras y mejorar así su respuesta ante las acciones sísmicas, la subestructura está constituida, en su mayoría, por pila-pilotes de doble fuste, teniendo la misma tipología las pilas y los estribos. En estos últimos la contención de las tierras se realiza mediante aletas de tierra armada por detrás de los pilotes.

Como procedimiento de análisis del evento sísmico se ha propuesto un procedimiento incremental, estático y lineal, basado en desplazamientos. El puente se diseña de modo que tenga una adecuada capacidad de desplazamiento para acomodar las demandas sísmicas, frente a la consideración clásica del efecto de las fuerzas sísmicas.

SEGUNDA OLA

CUARTA GENERACIÓN

BUCARAMANGA - BARRANCABERMEJA - YONDÓ

SANTANDER

Longitud
151,61 km

Inversión
\$1,68 billones

Estado
Contratado

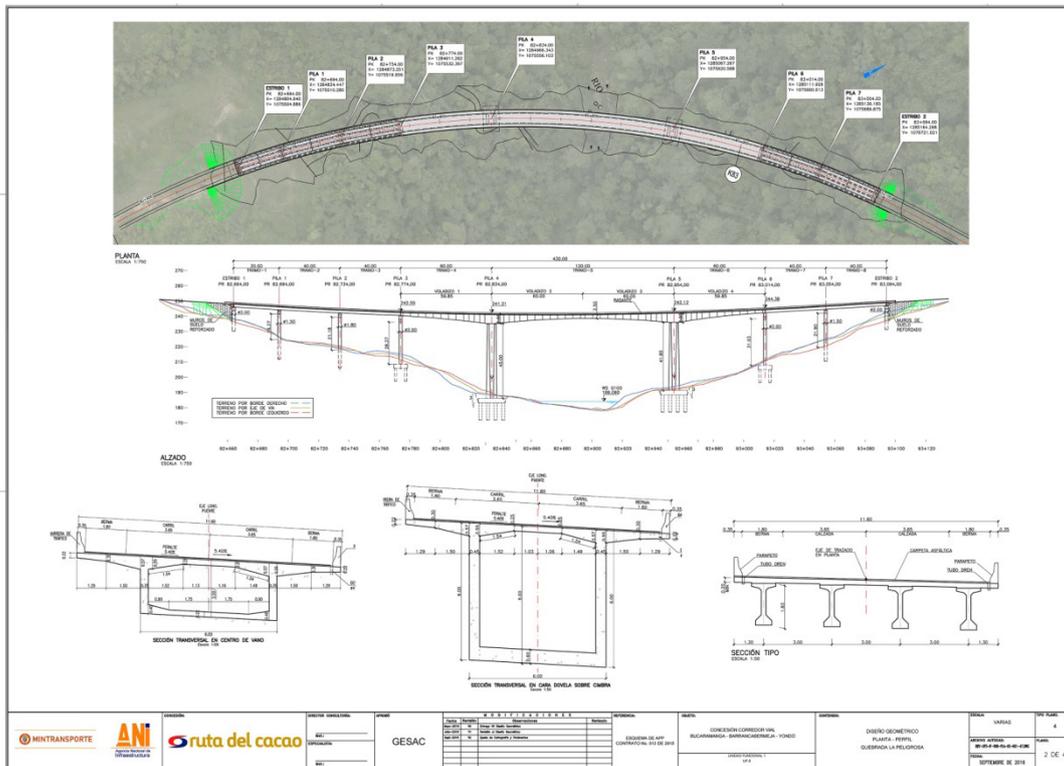


VICEPRESIDENCIA



MINTRANSPORTE





Plano general Viaducto La Peligrosa

480. PUENTES DE LA CARRETERA BOGOTÁ-VILLAVICENCIO, COLOMBIA

BRIDGES AT THE BOGOTÁ-VILLAVICENCIO ROAD (COLOMBIA)

Juan Jesús Álvarez Andrés. DRAGADOS S.A. Dirección Técnica. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jjalvarez@dragados.com
 Manuel Ferrer Orduz. DRAGADOS S.A. Jefe de Planif. Económica y Control de Costes UTE. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mferrer@dragados-concay.co
 Juan Rodríguez Fernández. DRAGADOS S.A. Director de Puentes de la UTE. Ingeniero Técnico de Obras Públicas. jrodriguezfe@dragados.com

Duplicación de calzada, orografía montañosa, voladizos sucesivos, estructura mixta, recursos singulares.

Road duplication, mountainous ground, balanced cantilever, composite structure, singular solutions.

La carretera que une Bogotá con Villavicencio, ciudad situada a unos 100 km al sureste, tiene un solo carril por sentido en gran parte de su recorrido, su trazado es sinuoso y soporta una elevada intensidad de tráfico, especialmente de camiones. Actualmente se está realizando la duplicación de la calzada, para que al menos uno de los dos sentidos de circulación mejore en fluidez de tráfico y seguridad vial.

Dragados ha trabajado en tres tramos o sectores de esta duplicación de calzada, en UTE con la empresa colombiana Concay. Las obras revisten gran dificultad por la orografía montañosa, las desfavorables condiciones geotécnicas y la interferencia con la carretera actual. Todo ello ha obligado a que los puentes sean de diversos estructu-

rales y procesos constructivos. Aunque sólo hay 10 puentes entre los tres sectores, se han empleado soluciones variadas: vigas prefabricadas, vigas in situ sobre cimbra autoportante, estructura mixta multi-jácena, estructura mixta en cajón, losa aligerada, cajón por voladizos sucesivos y cajón sobre cimbra. Las circunstancias particulares de cada estructura han llevado a esta diversidad, sin ser posible unificar ni sistematizar soluciones.

Las dificultades para construir estos puentes han requerido emplear recursos singulares; por ejemplo, el montaje y lanzamiento de la estructura metálica del puente de La Colorada desde el interior del túnel situado a continuación.

Asimismo, los férreos condicionantes medioambientales impedían en algunos casos el acceso de maquinaria pesada al tajo, siendo necesario emplear métodos rudimentarios como la excavación de pilotes por medios manuales (ver descripción del proceso en la comunicación del puente de San Miguel), o la retirada del escombro de excavación a lomos de animales de carga.



Cimbra autoportante para hormigonado de vigas



Lanzamiento de estructura metálica desde el vecino túnel

Puentes construidos por el Consorcio Dragados-Concay:

- Sector 2:
 - Puente 1 (río Sáname). Vigas hormigonadas sobre cimbra autoportante. Luces: 22,86-35,77-22,85 m.
 - Puente 2. Vigas prefabricadas (vanos 1-3); cajón hormigonado sobre cimbra (vano 4). Luces: 19,35-37,70-24,70-30,35 m.
 - Puente 3 (río Sáname). Cajón, voladizos sucesivos. Luces: 12,5-50-25 m.
 - Puente 4 (río La Colorada). Mixto multijácena. Luz: 41,50 m.
 - Pasarela. Cajón mixto. Luz: 33,12 m.
 - Sector 2A:
 - Puente 2. Losa aligerada (vano 1); vigas prefabricadas (vanos 2-5). Luces: 28,89-28,09-28,09-28,17-28,29 m.
 - Sector 4:
 - Puente Quebrada Seca. Vigas prefabricadas. Luz: 30,08 m.
 - Puente Perdices 1. Cajón, voladizos sucesivos. Luces: 40-3 × 80-40 m.
 - Puente Perdices 2. Vigas prefabricadas. Luz: 27,12 m.
 - Puente San Miguel. Cajón, voladizos sucesivos. Luces: 32-62-32 m.
- Los puentes de voladizos sucesivos se describen en otras comunicaciones. En la presente se tratan los restantes.

481. PUENTE SOBRE EL RÍO SÁNAME (COLOMBIA)

SÁNAME RIVER BRIDGE (COLOMBIA)

Juan Jesús Álvarez Andrés. DRAGADOS S.A. Dirección Técnica. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jjalvarez@dragados.com

Manuel Ferrer Orduz. DRAGADOS S.A. Jefe de Planif. Económica y Control de Costes UTE. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mferrer@dragados-concay.co

Juan Rodríguez Fernández. DRAGADOS S.A. Director de Puentes de la UTE. Ingeniero Técnico de Obras Públicas. jrodriguezfe@dragados.com

Puente curvo, contrapeso, limitaciones medioambientales, pilotes excavados por medios manuales, avance en voladizo.

Curved bridge, counterweight, environmental requirements, handmade piles, cantilever.

La UTE Dragados-Concay ha construido los Sectores 2, 2A y 4 de la duplicación de calzada de la carretera Bogotá-Villavicencio; estas obras

se exponen en otra comunicación presentada en este Congreso. En el presente resumen se trata el Puente 3 del Sector 2 o Puente sobre el río Sáname, que es una de las estructuras más reseñables de la obra.

Este puente pertenece a un vial que enlaza ambas calzadas de la carretera, la existente y la nueva. Por exigencias de trazado, es curvo y tiene un radio muy pequeño, sólo 49 m al eje de la estructura. Consta de tres vanos, con luces 12,50-50-25 m. Esta distribución de vanos no es aparentemente la más adecuada, pero vino dada por el perfil del terreno y por la imposibilidad de acortar más el vano central, al no ser posible acercar más las cimentaciones de las pilas al cauce del río.

En fase de proyecto se estudió la posibilidad de construir un puente mixto de un solo vano de 50 m de luz, pero resultó más ventajosa constructivamente la solución de hormigón pretensado que finalmente se ha construido.

El tablero es un cajón de 2,65 m de canto, 5,55 m de anchura en su base, 11,05 m de anchura en la losa, y almas verticales.

El cajón está empotrado en las pilas, que tienen muy escasa altura. A su vez, el vano 1, de sólo 12,50 m y que sirve de contrapeso, tiene su otro extremo directamente empotrado al terreno por medio de 3 pilotes, sin estribo. Las pilas descansan sobre encepados parcialmente vistos cimentados sobre 4 pilotes cada uno. El estribo 2 es un cargadero con 2 pilotes. Todos los pilotes tienen 1,50 m de diámetro.

Las limitaciones medioambientales impidieron la realización de caminos provisionales del suficiente ancho como para que una pilotadora pudiera acceder al emplazamiento de las pilas, de modo que fue necesario excavar los pilotes por medios manuales, siguiendo el



Avance en voladizo



Puente terminado

proceso que se describe en otra comunicación de este Congreso (Puente de San Miguel).

Los vanos laterales se hormigonaron sobre cimbra convencional, tras lo cual se procedió a la ejecución del vano central por avance en voladizo. Se avanzó simultáneamente desde ambas pilas con dovelas de 2,50 y 2,75 m de longitud y se hormigonó la dovela de cierre empleando uno de los dos carros de avance, tras lo cual la estructura quedó terminada.

482. PUENTE DE SAN MIGUEL (COLOMBIA)

SAN MIGUEL BRIDGE (COLOMBIA)

Juan Jesús Álvarez Andrés. DRAGADOS S.A. Dirección Técnica. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jjalvarez@dragados.com

Manuel Ferrer Orduz. DRAGADOS S.A. Jefe de Planif. Económica y Control de Costes UTE. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mferrer@dragados-concay.co

Juan Rodríguez Fernández. DRAGADOS S.A. Director de Puentes de la UTE. Ingeniero Técnico de Obras Públicas. jrodriguezfe@dragados.com

Duplicación de calzada, exigencias medioambientales, difícil acceso, pilotes excavados por medios manuales, voladizos sucesivos.

Road duplication, environmental requirements, difficult access, handmade piles, balanced cantilever.

Este puente se encuentra en el Sector 4 de la duplicación de calzada de la carretera Bogotá-Villavicencio y permite cruzar la Quebrada de San Miguel. Dragados ha construido los sectores o tramos 2, 2A y 4 de dicha duplicación; una presentación general de las estructuras de estos tramos puede encontrarse en otra comunicación presentada en este Congreso.

El emplazamiento del puente es complicado y de difícil acceso. Las pendientes de las laderas se acercan al 1:1, la vegetación es abundante, y las severas exigencias medioambientales condicionaron el proyecto del puente y, sobre todo, su construcción. Con estas condiciones de contorno, la solución más adecuada era la viga cajón de hormigón pretensado construido por voladizos sucesivos, dado que, superadas las dificultades -no despreciables- de acceder a la base de las pilas, el tablero se construía independientemente del terreno.

El puente es recto, sus luces son 32-62-32 m y su anchura es 11,05 m. El canto es variable entre 3 m sobre pilas y 2 m en el centro del vano central y en apoyos de estribos.

El tablero está simplemente apoyado en las pilas, cuyas alturas son 22,80 m y 18,30 m respectivamente. Las cimentaciones son profundas, con 2 pilotes por estribo y 8 por pila, todos ellos de 1,50 m de diámetro.

Los condicionantes medioambientales impedían hacer caminos para el acceso de pilotadoras a las bases de las pilas, por lo que fue necesario excavar los pilotes por medios manuales, mediante taladro, pico y pala y a veces explosivos de fabricación artesanal, al abrigo de un sostenimiento consistente en anillos troncocónicos de hormigón armado ejecutados acompasadamente con el descenso en la excavación del pilote.

El tablero se construyó por avance en voladizo. De nuevo, las dificultades de acceso a la base de las pilas hicieron muy complicado el armado de los carros, cuyos elementos se fueron llevando poco a poco mediante grúas y trácteles desde cada ladera hasta las cabezas de pilas. Debe destacarse la destreza e inventiva de los trabajadores locales que, con gran precariedad de medios, fueron capaces de realizar el montaje de los carros. El avance se realizó por dovelas de 3,50 m de longitud en ciclo semanal y finalmente la dovela de cierre de 3 m se ejecutó mediante uno de los dos carros, quedando cerrada la estructura.



Excavando pilotes a mano



Puente terminado

483. PUENTE DE PERDICES I (COLOMBIA)

PERDICES I BRIDGE (COLOMBIA)

Juan Jesús Álvarez Andrés. DRAGADOS S.A. Dirección Técnica. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jjalvarez@dragados.com

Manuel Ferrer Orduz. DRAGADOS S.A. Jefe de Planificación Económica y Control de Costes UTE. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mferrer@dragados-concay.co

Juan Rodríguez Fernández. DRAGADOS S.A. Director de Puentes de la UTE. Ingeniero Técnico de Obras Públicas. jrodriguezfe@dragados.com

Duplicación de calzada, orografía complicada, condicionantes medioambientales, pilotes excavados por medios manuales, avance en voladizo.

Road duplication, mountainous area, environmental requirements, handmade piles, balanced cantilever.

Este puente es el más destacado de los construidos por Dragados en la duplicación de calzada de la carretera Bogotá-Villavicencio. En otra comunicación presentada en este Congreso se realiza una presentación general de las estructuras de esta obra.

Situado en un terreno orográficamente muy complicado, permite el paso de la nueva calzada sobre la Quebrada Perdices y seguidamente discurre paralelo a su cauce y a la abrupta ladera izquierda del valle. El acceso al emplazamiento de la obra era difícil, y los condicionantes



Vista general del puente



Encaje del puente en un terreno extremadamente abrupto

medioambientales dificultaban más aún cualquier tipo de construcción, de modo que era indispensable hacer un puente cuyo proceso constructivo fuera lo menos dependiente posible del terreno. Además, el puente está encajado entre dos túneles, de modo que no había espacio para un hipotético parque de empuje, lo que descartaba la posibilidad del lanzamiento del tablero. Como consecuencia, la solución más favorable era la de viga cajón de hormigón pretensado, con luces relativamente grandes para reducir el número de pilas, y construida mediante avance en voladizo.

El puente es recto, sus luces son 40-80-80-80-40 m y su anchura es 11,05 m (ampliada a 12,70 m en el vano central). El canto es variable entre 4 m sobre pilas y 2 m en el centro del vano central y en apoyos de estribos.

El tablero está simplemente apoyado en las pilas, cuyas alturas varían entre 9 y 21 m. Las cimentaciones son profundas, con 2 pilotes por estribo y 8 por pila, todos ellos de 1,50 m de diámetro.

El relieve del terreno hacía prácticamente imposible el acceso de pilotadoras a las bases de las pilas, pero además, los férreos condicionantes medioambientales prohibían toda posibilidad de hacer caminos y plataformas de una mínima anchura. Por lo tanto, fue necesario excavar los pilotes por medios manuales. Las peculiaridades de este sistema de excavación se tratan en la ponencia correspondiente a otra estructura de esta misma obra, el puente de San Miguel.

El tablero se construyó por avance en voladizo con dovelas de 3,50 m de longitud en ciclo semanal, finalizando el proceso con la dovela de cierre, de 1 m de longitud, ejecutada mediante uno de los carros de avance.

484. ESTRUCTURA SINGULAR EN EL RAMAL FERROVIARIO AL BAJO DE LA CABEZUELA

SINGULAR STRUCTURE IN THE RAILWAY LINE TO LA CABEZUELA'S BAJO

Antonio J. Madrid Ramos. Proes Consultores, S.A. Director Corp. Área de Infraestructuras Terrestres. Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. amadrid@proes.engineering

Miguel Ángel Higuera Antón. Proes Consultores, S.A. Director de Proyectos. Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mhiguera@proes.engineering

Alejandro Nicolás Pazo. Proes Consultores, S.A. Jefe de Proyecto. Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. anicolas@proes.engineering

Amaya Hernando Martín. Proes Consultores, S.A. Directora de Proyectos. Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ahernando@proes.engineering

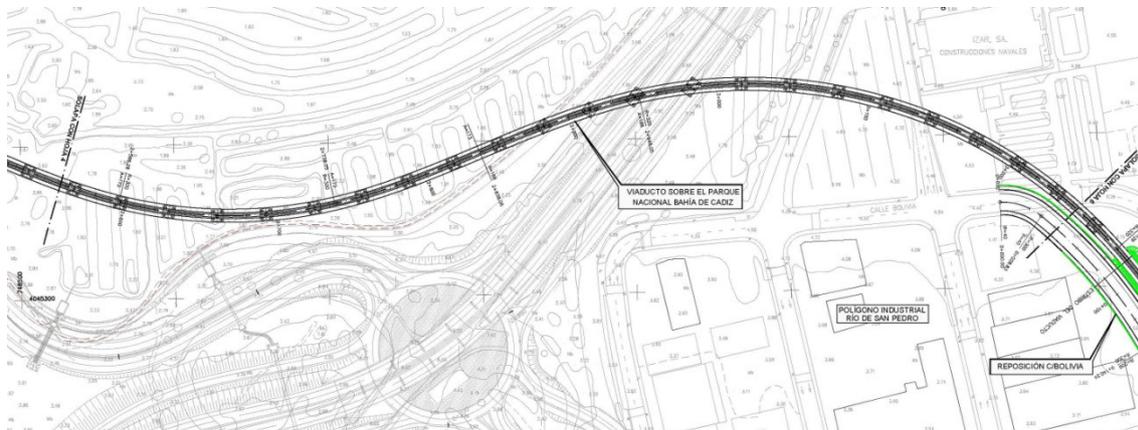
Ferrocarril, marismas, isostático, monocajón, pilotes.

Railway, salt-marshes, single span, U girders, piles.

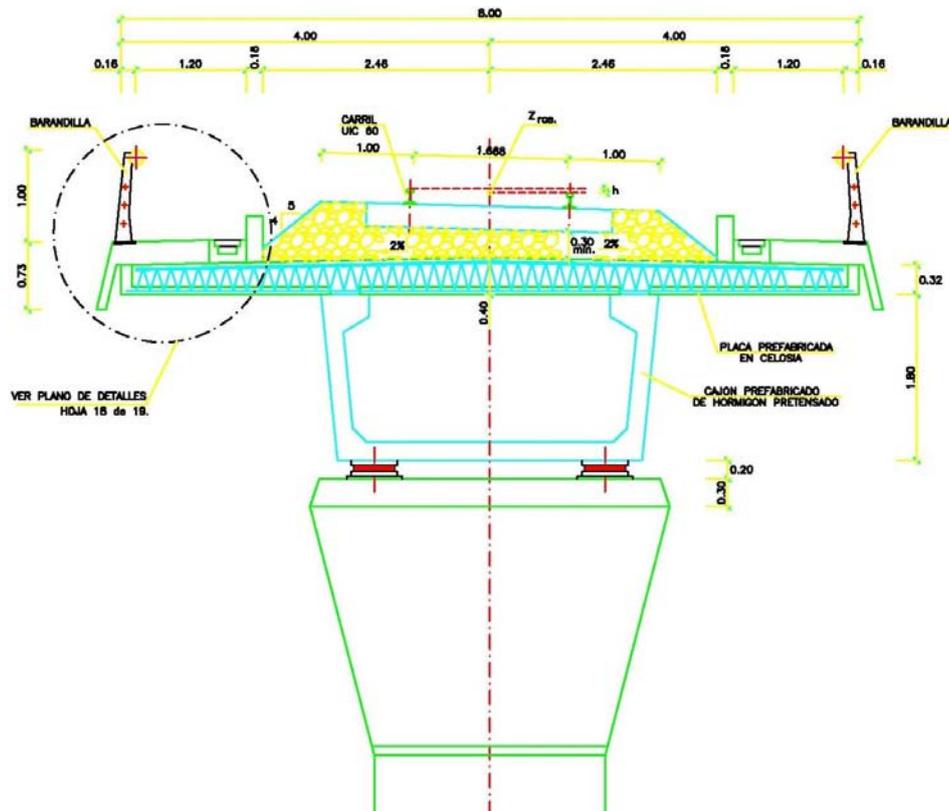
Proes Consultores ha recibido el encargo de ADIF (Administrador de Infraestructuras Ferroviarias) del desarrollo del proyecto constructivo del Ramal Ferroviario al Bajo de la Cabezueta, integrado en el tramo de la Estación Aeropuerto de Jerez de la Frontera a Cádiz, dentro de la línea Sevilla-Cádiz.

El viaducto, objeto de este resumen, se plantea para salvar el Parque Natural Bahía de Cádiz, la carretera nacional CA-36 y las instalaciones de Navantia en el Polígono Industrial Río de San Pedro.

La línea ferroviaria es de vía única de ancho ibérico; la estructura planteada para alojar esta infraestructura de 4,92 m de ancho se com-



Detalle de la traza por las marismas y la CA-36



Sección transversal

pleta con aceras peatonales a ambos lados de 1.20 m, disponiéndose barandillas de seguridad peatonal y muretes guardabalasto, resultando un ancho total de 8,00 m.

La longitud total del viaducto es de 1.178,20 m, resueltos mediante 36 vanos 31,70 m de luz y un vano singular de 37,00 m sobre la CA-36.

La solución propuesta consiste en una estructura de vanos isostáticos resueltos con una viga monocajón prefabricada de hormigón pretensado sobre la que se construye una losa de compresión de hormigón armado. La esbeltez del tablero considerada es de un treceavo (canto/luz = 1/13).

El Parque Natural Bahía de Cádiz es un gran humedal, donde las marismas son las grandes protagonistas y es por estas marismas por donde discurre parte de la traza de la estructura, lo que condiciona notablemente la solución adoptada para las cimentaciones, siendo todas ellas cimentaciones profundas, empleándose una solución de pila tabique sobre encepado de pilotes. Las pilas se coronan con un dintel para proporcionar la superficie de apoyo necesaria a las vigas monocajón.

Otro punto de conflicto es el paso por encima de la CA-36, que se produce con un gran esviaje. Este condicionante lleva a proyectar encepados esviados respecto a la traza, obligando en este punto a incrementar las dimensiones tanto del vano de cruce como de los encepados de las pilas adyacentes.

491. DOS PASOS SUPERIORES MIXTOS ANCHOS CON DOBLE CAJÓN Y LUCES MEDIAS

TWO WIDE STEEL CONCRETE COMPOSITE DECK OVERPASSES WITH DOUBLE BOX GIRDER AND MEDIUM SPANS

Javier Pascual Santos. BRISSA SL. Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. javier.pascual@brissa.es

Diego Pajuelo Gallardo. BRISSA SL. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. diego.pajuelo@brissa.es
Borja Mendizábal del Arco. BRISSA SL. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. borja.mendizabal@brissa.es
Pablo Campos Acebo. BRISSA SL. Ingeniero Projectista. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pablo.campos@brissa.es

Puente mixto, viga cajón, flexión transversal, viga riostra, detalles de estructura metálica.

Steel concrete composite bridge, box girder, transverse bending, crossbeam, steel details.

El paso elevado sobre la A-62 en Arroyo de la Encomienda se materializa con tres vanos de luces 23-43-23 metros y 25 metros de anchura. Se resuelve con doble cajón metálico y losa superior conectada. El canto del cajón es variable entre un máximo de 1,70 metros en las secciones de pila y 0,95 metros en las secciones de centro de vano y estribos.

Dado que se trata de una configuración conocida la ponencia se centrará en analizar puntualmente algunas cuestiones singulares de interés en el proyecto y construcción de este puente, como son:

- Solución a las reacciones de tiro existentes en los apoyos de estribos, debido a la descompensación de vanos y el esviaje del tablero.
- Concepción de la doble acción mixta y rigidización de fondo de los cajones.
- Importancia de resolver de modo satisfactorio la estructura transversal de la plataforma en puentes de esta anchura.
- Detalles de estructura metálica del tablero.

En relación a la primera de ellas, se ha optado por mantener una disposición con doble apoyo en estribos y disponer una viga riostra entre cajones capaz de vincularlos en las hipótesis de máxima reac-



Cajones metálicos del puente sobre la A-62 durante la ejecución

ción vertical de tiro. Asimismo, se mostrarán criterios de interés para la concepción de la doble acción mixta y rigidización del fondo del cajón, y se comentará la optimización significativa del tablero obtenida de un adecuado estudio de la sección transversal resistente. Finalmente, se mostrarán algunos detalles de ejecución del tablero con gran interés.

Por último, la ponencia mostrará también el paso superior en el enlace de Manises de la ampliación de la autopista A-3 en el tramo Buñol-Valencia. Es una estructura constituida por dos vanos continuos de 38 metros de luz, y 17 metros de anchura, que se resuelve también con doble cajón metálico y losa superior conectada, en este caso con canto constante. A diferencia del anterior, cada cajón presenta apoyo único sobre las pilas centrales, con doble apoyo por cajón en estribos.



Vista inferior del puente sobre la A-3

497. PASARELA PEATONAL Y CICLISTA EN EL PARQUE FORESTAL DE LAS CONTIENDAS, EN VALLADOLID

PEDESTRIAN AND CYCLIST BRIDGE AT LAS CONTIENDAS PARK, IN VALLADOLID

Javier Pascual Santos. BRISSA SL. Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. javier.pascual@brissa.es

Diego Pajuelo Gallardo. BRISSA SL. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. diego.pajuelo@brissa.es

Borja Mendizábal del Arco. BRISSA SL. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. borja.mendizabal@brissa.es

Pablo Campos Acebo. BRISSA SL. Ingeniero Projectista. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pablo.campos@brissa.es

Cristóbal de Alba Macía. Construcciones y Obras Llorente S.A. (COLLOSA). Jefe de Grupo de Obras. Ingeniero Técnico de Obras Públicas. cda@collosa.es

Javier Arias Madero. Arias-Garrido Arquitectos S.L. Director. Arquitecto. entrearquitectura@hotmail.com

Estructura mixta, pasarela, pilas tubulares, respuesta dinámica, detalles de estructura metálica.

Steel concrete composite deck, pedestrian bridge, tubular piers, dynamic response, steel structure details.

Situada en la ciudad de Valladolid, esta pasarela establece una conexión entre el Parque Forestal Cerro de Las Contiendas y los Jardines de Villa del Prado que actualmente están divididos por sendas calzadas de la Avenida Padre José Acosta.

La solución estructural adoptada para dar respuesta a la necesidad de saltar las dos calzadas es una estructura mixta en forma de pórtico de tres vanos con una distribución de luces de 18,00 + 19,70 + 23,70 metros.

La sección estructural de la pasarela es una sección bñácena mixta compuesta por dos dobles T metálicas de 0,80 m de canto con una separación de 2,00 m y una losa superior conectada de anchura 4,00 m, compuesta por hormigón in situ y prelosas en celosía prefabricadas con un canto total variable entre 0,20 y 0,18 m. Adicionalmente, en las zonas próximas a las pilas se dispone una losa de hormigón de fondo de 0,18 m de espesor para establecer la doble acción mixta. Una vez concluida la estructura, toda ella se recubre mediante forros de chapa perimetrales de carácter arquitectónico.

Las pilas de la pasarela se materializan con fustes metálicos tubulares de sección circular $\varnothing 323,9 \times 12$, empotrados completamente en la zona inferior de las vigas principales. Los fustes presentan una in-



Vista general de la pasarela a falta del hormigón in situ de la losa y acabados



Detalle del montaje en obra de tramos sobre pilas tubulares

clinación transversal de $10,69^\circ$. La cimentación es directa mediante zapatas, si bien la profundidad de la misma ha exigido la disposición de plintos enterrados de cimentación entre la cara superior de la zapata y la base de los tubos de pilas.

Con el fin de asegurar el efecto pórtico longitudinal y transversal en la respuesta estructural de la pasarela se dispone un diafragma transversal vinculando las vigas sobre los tubos de pila que incorpora en la unión con las vigas principales casquillos circulares para proporcionar plena continuidad estructural en ambas direcciones entre el tablero y las pilas tubulares. En el caso de los estribos, la transmisión de reacciones se resuelve mediante un diafragma convencional en sección doble T rigidizado sobre los aparatos de apoyo de neopreno zunchado previstos en los estribos.

En la comunicación se desarrollarán de manera detallada los siguientes aspectos de interés en el proyecto y construcción de la pasarela:

- Alternativas formales previas analizadas.
- Solución mixta proyectada frente a posibles alternativas puramente metálicas.
- Respuesta dinámica de la pasarela.
- Respuesta transversal y longitudinal de los pórticos de apoyo.
- Detalles de estructura metálica y control de ejecución de la misma.

498. SUBESTRUCTURA DE 4 VIADUCTOS DE FERROCARRIL EN LA LAV MADRID-EXTREMADURA. INCIDENCIA DE LA INTERACCIÓN VÍA-ESTRUCTURA EN SU DISEÑO

SUBSTRUCTURE OF FOUR HIGH SPEED RAILWAY VIADUCTS AT LAV MADRID-EXTREMADURA. INCIDENCE OF THE TRACK-STRUCTURE INTERACTION IN ITS DESIGN

Javier Pascual Santos. BRISSA SL. Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. javier.pascual@brissa.es

Diego Pajuelo Gallardo. BRISSA SL. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. diego.pajuelo@brissa.es

Borja Mendizábal del Arco. BRISSA SL. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. borja.mendizabal@brissa.es

Pablo Campos Acebo. BRISSA SL. Ingeniero Projectista. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pablo.campos@brissa.es

David Arribas Mazarracín. FCC Construcción. Jefe de Departamento Puentes I. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. darribas@fcc.es

José Luis del Valle Sánchez. FCC Construcción. Jefe de Grupo de Obras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jldelvalles@fcc.es

Interacción vía estructura, subestructura, viaducto de ferrocarril, juntas de dilatación, acciones horizontales.

Track structure interaction, substructure, railway viaduct, expansion joint, horizontal actions.

Se expone en esta comunicación el diseño de la subestructura de cuatro viaductos de ferrocarril en la LAV Madrid-Extremadura. Los viaductos se componen de 5, 4, 8 y 10 vanos isostáticos de 35 metros de luz cada uno, con juntas de dilatación entre vanos y sin junta de dilatación de vía. Cada vano se fija en uno de sus extremos a pila o estribo mediante apoyos anclados.

Al objeto de reducir la longitud de los viaductos, y, por tanto, su coste, la altura en los estribos alcanza en algunos casos 20 metros. La altura de pilas varía entre 14 y 26 metros, con sección hueca rectangular de $6,00 \times 4,00$ o $6,00 \times 3,00$ metros según los requisitos de rigidez necesarios.

El diseño de la subestructura ha estado condicionado por el estudio de interacción vía-estructura. Se describe en esta comunicación el análisis realizado y las conclusiones obtenidas con incidencia en el diseño de la subestructura.

Se pone de manifiesto la incidencia de la longitud del viaducto y la gradación de alturas entre pilas sucesivas. A modo de ejemplo:

- En viaductos cortos con pilas altas se obtiene una transmisión de las acciones longitudinales del tren a los terraplenes adyacentes a través de la vía superior a la obtenida en viaductos largos. Los cálculos realizados muestran un carácter conservador en los factores de reducción previstos en las normativas.
- En viaductos con pilas extremas altas junto a los estribos, en el entorno de los 20 metros, se requieren pilas muy rígidas para verificar las condiciones de desplazamiento relativo entre tableros sucesivos. En este caso ha sido necesario disponer pilas de 4 metros de canto, que solo han podido reducirse a 3 metros en uno de los casos, con altura de pilas extremas de 15 metros.
- Pilas solo moderadamente más bajas que las adyacentes reciben acciones horizontales significativamente mayores debido a la gran rigidez de las pilas, más de lo que cabría prever en principio. En los casos más relevantes y en los estribos con vano anclado pueden obtenerse acciones superiores a las aplicadas en el propio vano. Aunque son posibles redistribuciones entre elementos de hormigón debido a su ductilidad no puede asegurarse lo mismo en los anclajes, por lo que es imprescindible un análisis detallado para un diseño seguro.



Vista aérea del viaducto sobre el Arroyo Viña de los Frailes en ejecución



Alzado de pilas en ejecución

Finalmente, se incluirán algunos aspectos de interés en el diseño de los estribos, que alcanzan 20 metros de altura como se ha visto.

499. REHABILITACIÓN Y ENSANCHE DE PUENTES EXISTENTES

REHABILITATION AND PLATFORM WIDENING OF EXISTING BRIDGES

Jordi Pons Gabarrón. Pedelta. Ingeniero. Ingeniero de Caminos. jpons@pedelta.es

Ensanche, rehabilitación, puentes, materiales, métodos.

Widening, rehabilitation, bridges, materials, methods.

La preservación de puentes es una importante tarea de ingenieros estructurales que cada vez más tienen que ingeniar mejores soluciones, que cumplan con criterios de óptimo diseño, que sean respetuosos con el medio ambiente y además sean eficientes en lo que respecta al coste económico.



Ensanche Puente Sant Quirze de Besora

Un importante número de puentes necesitan ser rehabilitados o ampliados debido a requerimientos actuales de tráfico o cargas. En este artículo se presentan diversas técnicas de ensanche y rehabilitación a través de casos reales. Uno de las realizaciones recientes más emblemáticas es el puente gótico sobre el río Llobregat en la carretera BP-1121 en Monistrol de Montserrat (Barcelona). Construido en el siglo 13, consiste en cuatro arcos de obra de fábrica, con una longitud total de 140 m y una plataforma de 7,95 m de anchura. El tablero presentaba una importante degradación en el hormigón y además por consideraciones de tráfico vehicular y peatonal, el ancho necesario era de 11,32 m. En el proceso de rehabilitación y ensanche, se construyó un nuevo tablero de prelosas prefabricadas de hormigón y losa de hormigón in situ. El uso de un método constructivo que combina elementos estructurales contruidos in situ con elementos prefabricados representa una reducción en el plazo de construcción y una reducción del impacto que la ejecución de las obras trae consigo sobre el lecho del río al reducir considerablemente los medios auxiliares de construcción. También se consigue una más alta calidad del resultado final.

Otro ejemplo que se presenta es del puente sobre el río Ter en la carretera BV-5227 en Sant Quirze de Besora (Barcelona). El puente existente, de 60 m de longitud total 60 m y de 5,96 m de anchura, consiste en tres arcos de hormigón, sobre los que se conectan montantes columna sobre los que descansa la losa nervada existente. Se construyó un nuevo tablero apoyado sobre la losa existente, consistente en piezas prefabricadas de 2 m de longitud, que se colocaron mediante empuje en grupos de 6 piezas.

La rehabilitación de puentes existentes da al ingeniero estructural la oportunidad de plantear soluciones técnicas imaginativas en cuanto a materiales y métodos de construcción. El uso de un método constructivo que combina elementos estructurales contruidos in situ con elementos prefabricados representa una reducción en el plazo de construcción y una reducción del impacto medioambiental al reducir considerablemente los medios auxiliares de construcción. También se consigue una más alta calidad del resultado final.

502. PUENTE ATIRANTADO DE HISGAURA

HISGAURA CABLE STAYED BRIDGE

Francisco Javier Jordán García. Pedelta. Director Técnico. ICCP, PE, Peng. jjordan@pedelta.com

Rafael de Oliveira Cabral. Pedelta. Ingeniero Estructural. Ingeniero Civil. rcabral@pedelta.com

Diego Sisi Maestre. Pedelta. Ingeniero estructural. ICCP. dsisi@pedelta.com

Narciso Pulido Asín. Sacyr Construcción. Directo de Proyecto. ICCP. npulido@sacyr.com

Cristian Bernal Pérez. Sacyr Construcción. Ingeniero de Diseño. ICC. cbernalp@sacyr.com

Nelson Betancour Suárez. Pedelta Colombia. Director Técnico. Ingeniero Civil. nbetancour@pedelta.com

Puente atirantado, amortiguador sísmico, viento.

Cable stayed bridge, seismic damper, wind analysis.

El Nuevo Puente atirantado de Hisgaura se encuentra localizado en el noreste de Colombia, cerca de la ciudad de Málaga.

Se trata de un puente de 5 vanos con vanos de 36,5 m + 36,5 m + 125,0 m + 330 m + 125 m de luz respectivamente y una longitud total de 653,0 m.

El tablero es de hormigón pretensado y tiene una sección constituida por dos nervios laterales de 1,40 m de canto en los que se anclan



Alzado de pilono en construcción

inferiormente los tirantes, con un contrapeso en el estribo 2 para anclar los tirantes de la torre más cercana. Tiene un ancho total de 13,70 m y longitudinalmente tiene tabiques transversales de 0,3 m de espesor cada 5,0 m.

La plataforma del tablero incluye dos carriles para tráfico de vehículos, dos aceras peatonales laterales, barreras, barandillas y dos zonas para anclaje de los dos planos de tirantes.

Existen dos torres en forma de Y invertida que alcanzan una altura de 140 m sobre el terreno. El tablero es continuo a lo largo de toda la longitud del puente y se une monolíticamente a la pila 2, de inicio del tramo atirantado. Esta pila se pretensa en vertical en toda su altura.

Los tirantes se disponen en dos planos anclándose cada 10 m en el tablero. En la zona superior de las torres los tirantes se anclan a una sección mixta de cajón interior metálico conectada a paredes de hormigón armado. Se han previsto unos tirantes provisionales durante construcción para atado del tablero a las cimentaciones de torres con objeto de minimizar el efecto de un sismo durante construcción.

La cimentación de las torres es mediante 4 caissons huecos de 5,00 m de diámetro y 0,70 m de espesor de pared, mientras que las pilas y estribos se cimentan en caissons macizos de 2,50 m a excepción del estribo 2, que se apoya mediante cimentación superficial en el terreno natural.

Para el diseño del puente se ha realizado una caracterización sísmica de sitio y se ha realizado un análisis dinámico temporal frente a diversos acelerogramas sintéticos generados específicamente para el puente. Con objeto de minimizar la fuerza sísmica se han dispuesto amortiguadores sísmicos entre el tablero y el estribo 2 del puente.

La acción de viento se caracterizado en base a un estadístico climatológico particularizado, mientras que el efecto del viento en la estructura y el análisis de inestabilidades se ha efectuado mediante análisis numéricos seccionales aeroelásticos y modelos estructurales globales del puente.

503. PUENTE CROSS RIVER ENTRE NIGERIA Y CAMERÚN

CROSS RIVER BRIDGE IN THE NIGERIA-CAMEROON BORDER

Francisco Javier Jordán García. Pedelta. Director Técnico. ICCP, PE, Peng. jjordan@pedelta.com

Rafael de Oliveira Cabral. Pedelta. Ingeniero Estructural. Ingeniero Civil. rcabral@pedelta.com

Juan Carlos Rosa García. Pedelta. Ingeniero Estructural. ICCP.

jcroso@pedelta.com

Zuzanna Joanna Rzeplinska. Pedelta. Ingeniera Proyectos. Ingeniera

Civil. zreplinska@pedelta.com

Jordi Pons Gabarró. Pedelta. Ingeniero Estructural y de Reparaciones.

ICCP. jpons@pedelta.com

Puente voladizos, eurocódigos, comparativo normativas.

Balanced cantilever bridge, Eurocodes, LRFD-EC comparisson.

El nuevo Puente de Cross River, ubicado en la frontera entre Nigeria y Camerún, ha sido diseñado bajo financiación del African Development Bank. El contrato incluye el diseño del Nuevo puente sobre el río Cross River, las carreteras de aproximación desde ambos márgenes en ambos países, de unos 400 y 920 m de longitud aproximadamente para Nigeria y Camerún respectivamente, y el informe de evaluación del puente existente, un puente colgante construido en los años 50 del siglo pasado.

El nuevo puente es de tablero de sección cajón monocelular. Tiene una longitud total de 403,0 m con un vano de contrapeso de 35 m, un vano principal de 150,0 m, y vanos de aproximación de 80 + 50 + 50 + 31 m.

En el vano de contrapeso el tablero es de sección rectangular de 8,45 m de canto y tricolor relleno de tierras y cimentado sobre pilotes en sus extremos. Su función es la de contrapesar al vano principal, construido en voladizo hasta se sección central a continuación de este contrapeso. En el vano principal el tablero es de canto variable con variación parabólica entre 8,45 m en apoyos y 3,15 m en centro de vano. El tercer vano es de sección variable en sus 75 primeros metros y de canto constante en el resto. Este canto de 3,15 m se conserva hasta el estribo 2. Los últimos tres vanos se prevén construidos sobre cimbra, vano a vano, mientras que para el vano principal se ha previsto su construcción mediante avance en voladizos sucesivos.

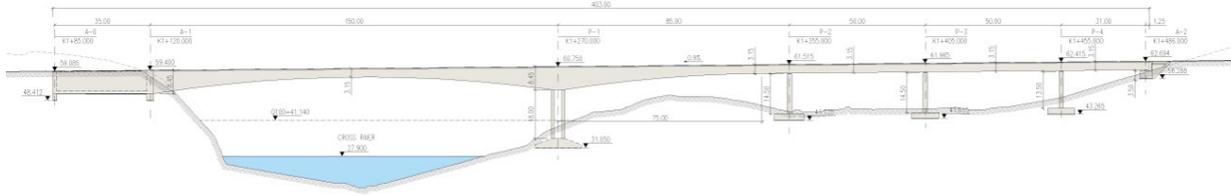
Este proyecto se integra en el corredor Bamenda (Camerún)-Enugu (nigeria), como parte del Transport Facilitation Program de la carretera trans africana Lagos-Mombasa, y ha sido financiado por el African Development Bank.

El proyecto presenta dos partes diferentes: el diseño del nuevo puente y el informe de evaluación del puente existente.

Respecto al puente existente, se han realizado inspecciones detalladas visuales, replanteos detallados y ensayos no destructivos con el



Vista del puente existente



Alzado del nuevo puente

objetivo de proporcionar al cliente la información del coste de su demolición frente a su rehabilitación.

En lo que se refiere al nuevo puente, se ha realizado un estudio de alternativas, el diseño preliminar, detallado, preparación de documentos de licitación de la construcción y participación en el proceso de evaluación de Contratista para la construcción del mismo.

El puente ha sido diseñado de acuerdo a Eurocódigos estructurales. Se mostrará en la comunicación una comparación entre el diseño mediante Eurocódigos frente al diseño mediante AASHTO LRFD para esta tipología de puentes.

504. DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES. EJEMPLOS RECIENTES EN COLOMBIA

SEISMIC DESIGN OF BRIDGES. RECENT EXAMPLES IN COLOMBIA

Francisco Javier Jordán García. Pedelta. Director Técnico. ICCP, PE, Peng. jjordan@pedelta.com

Nelson Betancour Suárez. Pedelta Colombia. Director Técnico. Ingeniero Civil. nbetancour@pedelta.com

Puentes, sismo, LCEB, Amortiguadores sísmicos.

Bridges, earthquake, LCEB, seismic dampers.

Colombia es un país con amplias zonas con un gran riesgo sísmico especialmente en las regiones del Pacífico y Andinas donde residen más de dos terceras partes de la población. Es por ello que las principales zonas del país y sus infraestructuras de transporte están expuestas a una gran amenaza sísmica. El aislamiento sísmico es una estrategia que resulta muy adecuada para los puentes en zona sísmica. Adicionalmente, la reducción del coste de mantenimiento y reparación es una variable que debe ser adecuadamente considerada en las etapas de estudio conceptual y de alternativas del puente.

En la presente comunicación se presentan tres ejemplos distintos de estrategias de diseño sísmico de puentes incluyendo o no aisladores sísmicos. El primero es un puente de la Autopista del Sur sobre la calle 44 en la ciudad de Cali. La estructura está compuesta por un puente con trazado en planta recto en una zona y curvo en su acceso. El tablero es una losa aligerada de hormigón postensado. En el tramo recto el tablero es de canto constante de 1,6 m y 12,4 m de ancho, incluyendo tres carriles para vehículos. Su longitud total es de 120 m con cuatro vanos de 25 + 25 + 35 + 25 m. La subestructura, pilas y estribos, ha sido protegida mediante un sistema de aisladores de núcleo de plomo (LCEB), reduciéndose de ese modo la demanda sísmica en estos elementos. Esta ha sido la primera aplicación en Colombia de este tipo de aisladores.

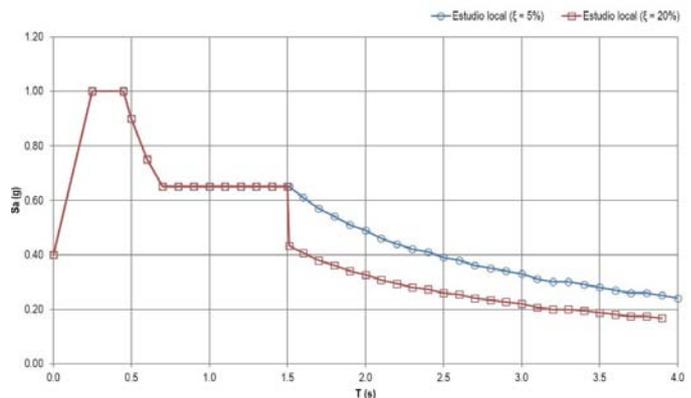
El segundo ejemplo corresponde a un puente monoviga cajón construido en voladizos sucesivos con tres vanos de 67,75 + 125,0 +

61,75 m con una longitud total de 250 m. El tablero tiene un ancho de 13,30 m. Las pilas son de 18 m de altura con cimentaciones profundas mediante caissons. Esta es una tipología muy común en Colombia y en muchos otros países. En este puente, la estrategia de diseño sísmico ha consistido en la utilización de la subestructura como elemento dúctil.

El tercer ejemplo corresponde a un puente atirantado actualmente en construcción ubicado también en Colombia. El puente tiene un vano principal de 330 m con torres de hasta 140 m de altura. Se han utilizado amortiguadores sísmicos para optimizar el diseño del puente frente a sismo.



Puente aislado sísmicamente con neoprenos de núcleo de plomo



Modificación de pseudoaceleración por uso de LCEB

517. VIADUCTOS URBANOS EN RIAD

URBAN VIADUCTS. RIYADH

José Antonio Crespo Martínez. SILGA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. j.a.crespo@silga.es

Domingo Lorenzo Esperante. SILGA. Ingeniero. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. d.lorenzo@silga.es

José Ramón González de Cangas. SILGA. Ingeniero. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. j.r.g.de_cangas@silga.es

Guillermo Ferrer Gutiérrez. SILGA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. g.ferrer@silga.es

Viaducto, Arabia Saudí, cajón.

Viaduct, Saudi Arabia, Box girder.

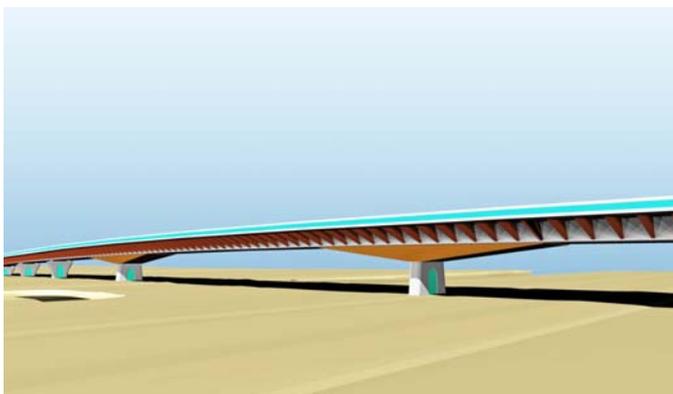
En esta ponencia se presentan dos de los viaductos diseñados por SILGA recientemente en la ciudad de Riad. Arabia Saudí.

VIADUCTO DE TAKHASSUSI

Este viaducto se encuentra en el centro de la ciudad de Riad, y salva la calle Takhassusi por encima de la Makkah Road, que es una de las arterias principales de la ciudad. El proyecto original tuvo que modificarse debido a la existencia de unos servicios afectados. La necesidad se aprovechó para plantear al cliente, el Ayuntamiento de Riyadh, una alternativa estéticamente más adecuada que la del proyecto existente. El resultado es un viaducto de más de 500 m de longitud, 106 m de vano principal y un único tablero de 23,8 m de ancho para soportar ambos sentidos de circulación. En una primera propuesta se desarrolló una solución con cajón central y costillas laterales. Por razones de presupuesto se modificó finalmente a una sección cajón convencional con grandes voladizos laterales (5,66 m).

VIADUCTOS DE THUMAMAH Y ANAS BIN MALIK

Estos viaductos gemelos se encuentran en los cruces de las calles del mismo nombre sobre la Abi Bakr Rd, en Riyadh. Se partió de un proyecto original realizado por Idom, al que se realizaron algunas modificaciones a requerimiento del contratista, la UTE Ferrovial-Al Fahd Co. Se trata de viaductos de 352 m de longitud y vanos principales de 80 metros, diseñados con sección cajón de hormigón pretensado. La ejecución se realiza vano a vano sobre cimbra, con un procedimiento de hormigonado simultáneo de fases con junta abierta entre ellas para acelerar los plazos de construcción.



Viaducto de Takhassusi



Viaductos de Thumamah y Anas Bin Malik

518. ENLACES URBANOS EN DAMMAM Y KHOBAR, ARABIA SAUDI

URBAN INTERCHANGES IN DAMMAM AND KHOBAR, SAUDI ARABIA

José Antonio Crespo Martínez. SILGA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. j.a.crespo@silga.es

Domingo Lorenzo Esperante. SILGA. Ingeniero. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. d.lorenzo@silga.es

José Ramón González de Cangas. SILGA. Ingeniero. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. j.r.g.de_cangas@silga.es

Guillermo Ferrer Gutiérrez. SILGA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. g.ferrer@silga.es

Enlace, Viaducto, Paso Inferior, Arabia Saudí.

Interchange, Viaduct, Underpass, Arabia Saudi.

Los autores de esta ponencia están actualmente desarrollando los proyectos de las estructuras de 16 enlaces en las ciudades de Dammam y Khobar, en la costa Este de Arabia Saudí.

El proyecto ha sido contratado tras concurso público con el Ayuntamiento de Dammam, que busca mejorar la movilidad urbana en entornos de alta congestión a la vez que proporcionar elementos con el mejor resultado estético en su entorno.

Numerosos viaductos y pasos inferiores conforman este proyecto. Los viaductos son en general tableros de sección cajón de vanos máximos 90 m. En algunos casos ha sido necesario diseñar viaductos construidos por avance en voladizo, para las luces mayores y el los puentes que cruzan arterias de la ciudad con imposibilidad de realizar desvíos provisionales.



Enlace de Omar Rd sobre King Fahd Rd. Dammam



Acceso al monumento de Khobar desde el Paseo Marítimo

Incluido dentro de los enlaces está el proyecto de acceso a la isla en la que se encuentra unos de los elementos más reconocibles de la ciudad de Khobar. El puente ha sido diseñado para que se integre en un entorno de gran calidad, en el paseo marítimo que está actualmente en proceso de renovación.

521. ENSAYOS DE VIENTO PARA EL PUENTE DE LA CONSTITUCIÓN DE 1812 SOBRE LA BAHÍA DE CÁDIZ

WIND STUDIES FOR THE CONSTITUCIÓN DE 1812 BRIDGE OVER THE CÁDIZ

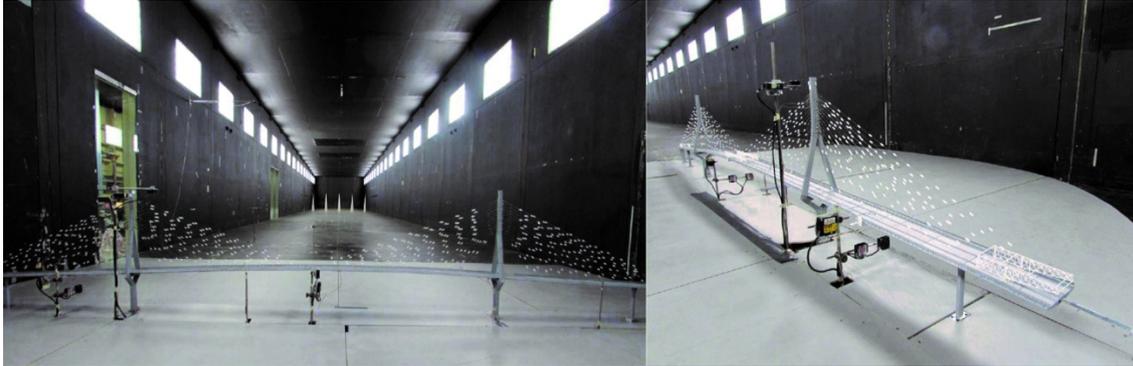
Óscar Ramón Ramos Gutiérrez. Louis Berger-APIA XXI-Universidad de Cantabria. Head of Bridges Division. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. oramos@louisberger.com

Haritz García Coca. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. hagarca@louisberger.com
Miguel Ángel Astiz Suárez. Universidad Politécnica de Madrid-CFCSL. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. maastiz@cfcsl.com
Svend Ole Hansen. Svend Ole Hansen Aps. President. PhD in Wind Engineering. M.Sc. Civil Engineers. soh@sohansen.dk
José María Terrés Nicolás. Oritia & Boreas. President. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. terresnicoli@oritaiyboreas.com

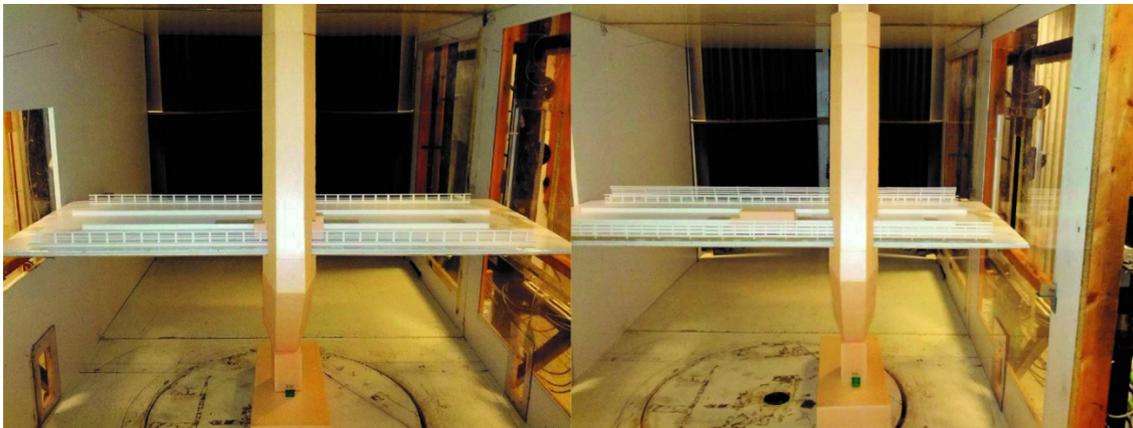
Aeroelasticidad, túnel de viento, acción del viento sobre el tráfico, pantalla anti-viento.

Aeroelasticity, wind tunnel, wind action on traffic, windshield.

En los puentes de luces medias y grandes es frecuente que el modo de vibración de flexión lateral del tablero se sitúe como uno de los modos principales (si no el fundamental) del puente, pudiendo movilizar cargas horizontales de viento significativas. Es este uno de los primeros motivos por los que, desde una etapa temprana, la preocupación en la mejora del comportamiento dinámico es una de las tareas principales del diseño de puentes atirantados o colgantes de similar naturaleza al Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz. Así, se busca reducir el coeficiente aerodinámico de arrastre del tablero con actuaciones tales como reducir su canto efectivo, cuidar las formas de los ejes de ataque o, incluso, el detalle de los mismos. Igualmente, se persigue preservar la rigidez torsional del conjunto de la estructura, y mantener la debida separación entre las frecuencias de



Maqueta para el modelo aeroelástico integral. A) Situación de servicio. B) Situación de construcción



Maqueta de modelo seccional. Estudio de influencia de las torres en la acción del viento sobre los vehículos

torsión y flexión vertical. De esta forma se puede asegurar que la inestabilidad a flutter se alcance para velocidades de viento superiores a las de diseño para estados límites últimos.

El Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz ha sido objeto de estudios y ensayos de viento propios de un puente de esta naturaleza, según las metodologías más avanzadas entre las que comprende el estado del arte. Se han realizado ensayos aeroelásticos en túnel de viento de capa límite de modelos de puente completo y durante las fases constructivas, no observándose riesgos de inestabilidades para las velocidades de cálculo consideradas. Igualmente se realizaron ensayos seccionales estáticos y dinámicos, así como un estudio exhaustivo de la acción del viento sobre los vehículos que ha permitido, entre otros, cuantificar los efectos favorables para el tráfico de la presencia de la pantalla anti-viento.

En este artículo se realiza una descripción de los principales ensayos y estudios desarrollados tanto en la fase de proyecto como en la fase de obra con la configuración final del puente.

522. LA INYECCIÓN DE TENDONES EN PUENTES DE LOS EE. UU.: LA SAGA CONTINUA

TENDON INJECTION IN USA BRIDGES: THE SAGA CONTINUE

Juan José Goñi Baamonde. Garcia Bridge Engineers. P.A. Vicepresidente. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Ph.D. juangoni@garciabridge.com
Antonio Marino GARCÍA BENÍTEZ. Garcia Bridge Engineers. P.A. Presidente. Ingeniero Civil, MSCE. amgarcia@garciabridge.com

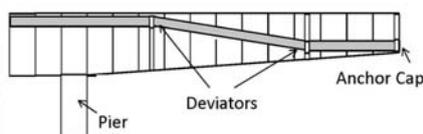
Inyección, tendón, lechada, corrosión, post-tensado.

Injection, tendon, grout, corrosion, post-tensioning.

En el III Congreso de ACHE (Zaragoza, 2005) los autores presentaron una comunicación titulada "Inyección de tendones: patologías, su detección y soluciones adoptadas" en la que los autores relataron los casos de rotura de tendones en estructuras post-tensadas de EEUU. debido a la corrosión del acero y las medidas adoptadas por las administraciones para mejorar la inyección de tendones. Recientemente, se han detectado casos nuevos de rotura de tendones que habían sido

Ringling Bridge, Sarasota Florida

- Both cases due to corrosion
- Segregation of the grout
- Unreacted (putty) paste



Rotura de un tendón exterior-Florida 2011

Ringling Bridge, Sarasota Florida

•January 28, 2011 tendon found on the floor while doing electrical inspection.

•July 11, 2011 second failed tendon found.

•Service life of ~8 years.



Rotura de un tendón exterior-Florida 2011

inyectados en base a las nuevas especificaciones adoptadas. Estos nuevos fallos han llevado al Departamento de Transporte de Florida a adoptar unas nuevas especificaciones que eliminan los productos basados en cemento en favor de unos productos basados en ceras microcristalinas (relleno flexible). Esta comunicación relatará los nuevos casos de corrosión de tendones y las nuevas especificaciones adoptadas por el Estado de Florida.

530. CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL DE UN AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA (TMD) PARA LA ATENUACIÓN DE VIBRACIONES DE LOS TIRANTES DE UN PUENTE

EXPERIMENTAL CHARACTERIZATION OF A TUNED MASS DAMPER (TMD) FOR ATTENUATING VIBRATIONS OF THE CABLES OF A BRIDGE

José Manuel López Collantes. Oritia & Boreas. Ingeniero de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. lopezcollantes@oritayboreas.com
José María Terrés Nicoli. Universidad de Granada/Oritia & Boreas. CEO. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jterres@ugr.es
Christian Mans. Oritia & Boreas. COO. PhD, Civil Engineering. mans@oritayboreas.com
José Martínez Salcedo. FCC Construcción, S.A. Director Servicio Obras Especiales. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmsalcedo@fcc.es

Amortiguador de masa sintonizada, vibración de cables.

Tuned mass damper, cable vibration.

Los elementos estructurales de baja frecuencia natural de vibración son susceptibles de presentar un comportamiento dinámico inadmisiblemente a causa de la acción del viento, pudiendo comprometer la seguridad estructural. Uno de estos elementos son los cables de atirantamiento de puentes, como los empleados de manera provisional en un Viaducto. Con objeto de atenuar su respuesta se diseñaron amortiguadores de masa sintonizada (TMD), sintonizables a las frecuencias de vibración de los distintos tirantes mediante la instalación de masa



Figura 1. Vista de prototipo y dispositivo de ensayo para caracterización

adicional. Previamente a su instalación, se procedió a determinar experimentalmente los principales parámetros dinámicos del amortiguador, como frecuencia natural de vibración y amortiguamiento.

El procedimiento de caracterización empleado se basó en el aumento de la amplitud de la respuesta de un sistema cuando la frecuencia de excitación se acerca a la natural de vibración. De esta manera, se aplicaron excitaciones de tipo armónico de distinta frecuencia sobre el amortiguador y se registró su respuesta. Para poder establecer una comparación entre los ensayos se fijó una aceleración máxima común para el forzamiento, modificándose la amplitud para obtener las distintas frecuencias de excitación. El amortiguamiento del sistema se obtuvo a partir de la frecuencia natural de vibración y la amplitud de la respuesta.

La vibración fue provocada mediante un actuador lineal eléctrico, y la respuesta del actuador y de las masas del amortiguador fue monitorizada mediante acelerómetros triaxiales conectados a un sistema de adquisición de datos (fig. 1). El sistema completo se fijó sobre una estructura metálica especialmente diseñada para tal fin, y cuyo diseño se realizó imponiendo que sus frecuencias naturales de vibración fueran dos órdenes de magnitud superior a la esperada, con el fin de evitar un acoplamiento de las respuestas.

Mediante el cálculo de la transmisibilidad entre la amplitud del forzamiento y la de la respuesta estacionaria del amortiguador se identificaron los principales parámetros de comportamiento dinámicos, corroborándose con los valores obtenidos mediante la densidad espectral de potencia y composición del vector aceleración según el plano de desplazamiento. En la figura 2 se representa la relación entre transmisibilidad y frecuencia de excitación para dos configuraciones de amortiguador de masa sintonizada estudiadas, incorporando un amortiguador de fluido viscoso adicional para incrementar el amortiguamiento y sin incorporarlo.

El desarrollo del estudio permitió por una parte efectuar una comparación entre los parámetros dinámicos reales y los hallados teóricamente, así como detectar los elementos del amortiguador cuyo comportamiento real difería del teórico y debieron corregirse.

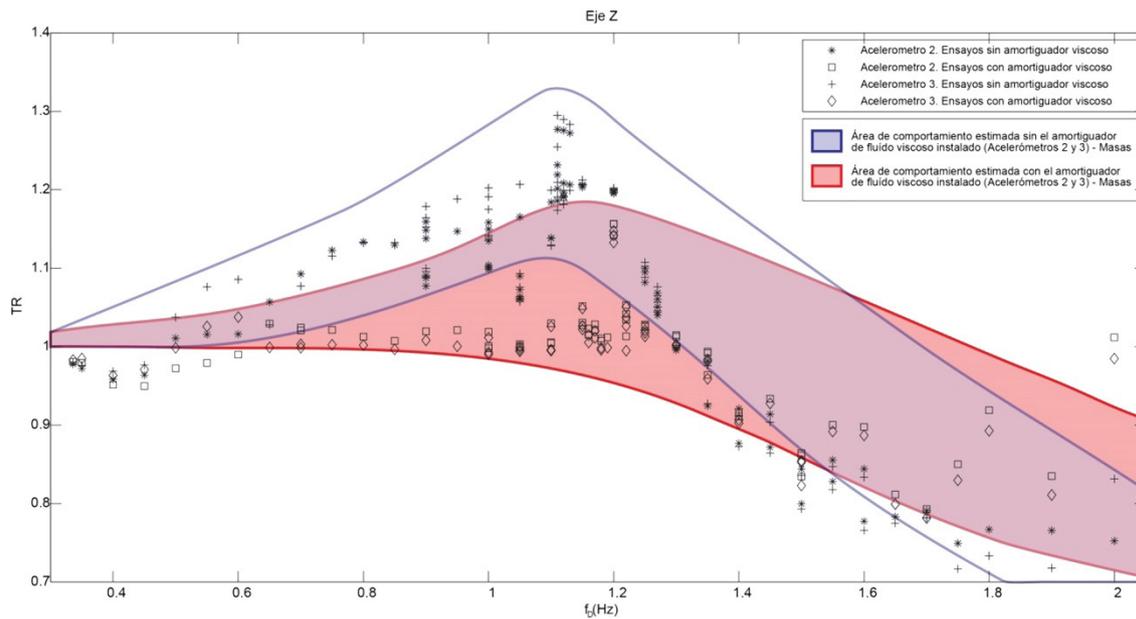


Figura 2. Dominio de respuesta de las distintas configuraciones estudiadas para el TMD

549. VIADUCTO SOBRE JAMAL ABDUL NASSER STREET, KUWAIT

VIADUCT OVER JAMAL ABDUL NASSER STREET (KUWAIT)

Luis Matute Rubio. IDEAM, S.A. Director General. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luis.matute@ideam.es

Javier Torrico Liz. FHECOR S.A. Director de División. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jatl@fhedor.es

Daniel Martínez Agromayor. IDEAM, S.A. Director de Departamento de Puentes. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. daniel.martinez@ideam.es

Javier Milián Mateos. FHECOR S.A. Jefe de Equipo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. javier.milian@fhedor.es

Jesús Martín Suárez. IDEAM, S.A. Director de Asistencias Técnicas. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jesus.martin@ideam.es

Reyes García Orduña. IDEAM, S.A. Ingeniero Projectista. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. reyes.garcia@ideam.es

Alejandro Abel Núñez. FEHOR S.A. Ingeniero Projectista. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. aan@fhedor.es

Alberto Nicolás Pazo. IDEAM, S.A. Ingeniero Projectista. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. alberto.nicolas@ideam.es

Construcción por dovelas, construcción vano a vano con viga lanzadera, Kuwait.

Segmental construction, span-by-span erection with overhead erection girder, Kuwait.

El viaducto sobre la calle Jamal Abdul Nasser, en Kuwait, está formado por un tronco principal de más de 7 km subdividido en 25 tramos. El ancho es variable hasta llegar a superar los 25 m en algunos tramos, aunque el ancho principalmente se encuentra en los 15,3 m. La luz tipo es de 45,00 m pero en algunos cruces llega a alcanzar los 57,00 m. La sección se compone de 2 cajones prefabricados de hormigón pretensado pero aumentan hasta a 5 cajones en las secciones de incorporación de rampas. La ejecución ha sido mediante dovelas prefabricadas de hormigón con una longitud aproximada de 3,00 m, cosidas mediante pretensado, tanto exterior como interior, y alzadas con grúas lanzaderas que salvaban la luz tipo de 45,00 m. En el caso de los vanos de mayor luz, la parte cercana a las pilas se ejecutaba en avance en



Figura 2. Montaje rampa de cruce con ejecución en voladizos con dovelas prefabricadas

voladizo para luego completar la zona central con el izado mediante las grúas lanzaderas.

Además de las unidades principales del tronco existen otras 4 unidades principales de anchos hasta 23,7 m y luz de 50 m.

El conjunto de estructuras se completa con 24 rampas de acceso y cruce del tramo principal cuya luz llega a alcanzar en algunos casos los 100,00 m. La ejecución ha sido mediante dovelas prefabricadas y avance en voladizo, las dovelas prefabricadas se cosían tanto con pretensado interior como con pretensado exterior.

Las pilas son rectangulares de ancho 4,00 m, están situadas sobre la mediana de la calle, y sobre ellas se disponen diagramas transversales ejecutados in situ que unen los distintos cajones prefabricados. La cimentación ha sido profunda con pilotes de diámetro 1.200 mm.

El proyecto original fue realizado por Louis Berger en 2008. No obstante durante 2012-2015 se realizó un proyecto modificado por Tony Gee and Partners (Hong Kong) y el Independent Checking ha sido realizado por FHEID (Ideam-Fhecor). La constructora ha sido una U.T.E de Rizzani de Eccher, OHL (Construcción), Boodai Constructions y Trevi.

560. PUENTE ARCO SOBRE EL RÍO WARTA EN GORZÓW WIELKOPOLSKI, POLONIA

ARCH BRIDGE OVER RIVER WARTA IN GORZÓW WIELKOPOLSKI (POLAND)

Héctor Bernardo Gutiérrez. DRAGADOS. Dirección Técnica. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

hbernardog@dragados.com

Conchita Lucas Serrano. DRAGADOS. Dirección Técnica. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. clucass@dragados.com

José Manuel Merayo Pérez. DRAGADOS. Project Manager. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmmerayop@dragados.com

Gorzów Wielkopolski, puente arco, empuje.

Gorzów Wielkopolski, arch bridge, launching.



Figura 1. Montaje tronco principal con dovelas prefabricadas y grúa lanzadora

La vía rápida S3 es una carretera en Polonia que recorrerá el país desde el mar Báltico hasta llegar a la frontera con la República Checa, donde conectará con la autovía D11.



Vista del lugar de construcción

La segunda fase de la circunvalación de la ciudad de Gorzów Wielkopolski consiste en una duplicación de calzada y está siendo ejecutada por DRAGADOS. La obra incluye la ejecución de un puente sobre el río Varta, gemelo del que existe actualmente. Dicho puente consta de un vano principal sobre el río Varta, que es un arco metálico de tablero inferior de 120 m de luz, y los viaductos de aproximación que son tableros mixtos continuos con luz tipo de 60 m. La sección transversal es común a los tres tramos y está formada por dos cajones metálicos con losa superior de hormigón. El puente tiene una longitud total de 709 m y una anchura de 12,86 m.

Las pilas son fustes apantallados de hormigón y los estribos, cerrados. Toda la cimentación es profunda con pilotes de 1 m de diámetro.

El método de construcción elegido ha sido el de empuje del tablero, incluyendo el arco aunque sin las péndolas tesadas. Para ello se ha requerido una pila temporal en el río para reducir el vano principal a dos luces de 60 m. Tras finalizar el empuje, las péndolas son puestas en carga mediante descenso en la pila temporal, la cual es finalmente retirada. El peso total de estructura metálica a empujar es de 1.564 t para una longitud de 361 m.



Montaje de la estructura metálica

562. PUENTE ARCO IRIS: PUENTE TRANVIARIO SOBRE LA AUTOPISTA ESTE-OESTE, CONSTANTINE, ARGELIA

RAINBOW BRIDGE: LIGHT-RAIL BRIDGE OVER THE EAST-WEST MOTORWAY, CONSTANTINE, ALGERIA

Jorge Bernabeu Larena. Idom. Director de Proyectos. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jbl@idom.com

Javier Celemín Santillana. Idom. Director de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. celemín@idom.com

Diseño estructural, concepción estructural, construcción mixta, revestimiento, estética.

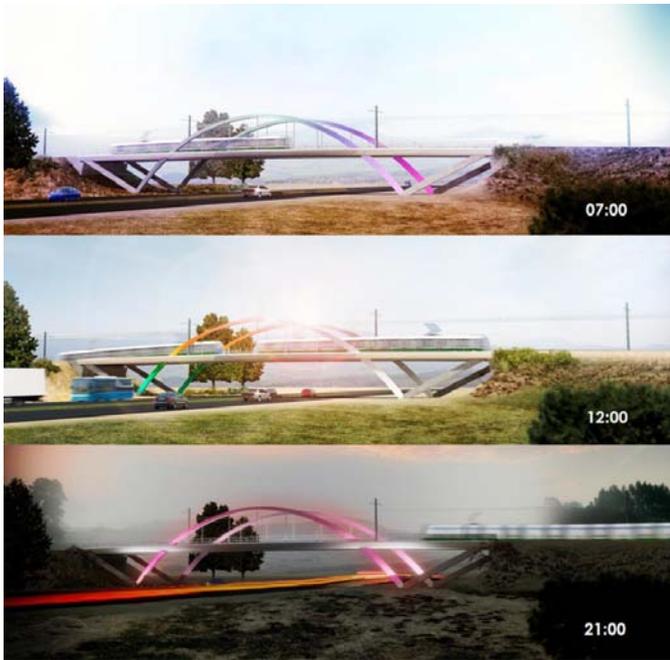
Structural design, structural conception, composite construction, cladding, aesthetics.

Constantine, conocida como la ciudad de los puentes, está emplazada en un privilegiado enclave natural protegido por profundos barrancos. Su conexión tranviaria entre la ciudad antigua y los nuevos desarrollos urbanos cruza sobre la principal arteria viaria del país: la autopista Este-Oeste. El puente sobre la autopista, actualmente en construcción, se plantea como un referente simbólico que da visibilidad a la actuación y conjuga el respeto a la tradición histórica de Constantine con la voluntad de modernización y su apuesta por el transporte público.

La estructura planteada retoma el arco, tipología de referencia entre el rico patrimonio construido de Constantine, actualizando su propuesta. Se plantea un doble arco metálico de 70 m de luz con un tablero mixto a media altura. Unos puntales inclinados unen los arranques del arco y los extremos del tablero en estribos. De esta forma se reduce los empujes horizontales en la cimentación pilotada de los arcos, a la vez que se plantea una estructura conjunta monolítica. Con la misma solución formal se plantean dos esquemas estructurales diferentes e igualmente oportunos. En su concepción de proyecto se plantea el empotramiento de arcos y puntales con la cimentación, asumiendo con esta parte del empuje horizontal y evitando el levantamiento en estribos. El proyecto de construcción emplaza apoyos deslizantes entre el nudo metálico de arco y puntal y el plinto de cimentación, de forma que se asegura la transmisión exclusivamente vertical a los pilotes; los esfuerzos horizontales se equilibran al actuar el tablero como tirante y precisa de apoyos que eviten el levantamiento en estribos. Se analizan, asimismo, distintas estrategias frente a las sollicitaciones sísmicas.



El puente es un referente simbólico; una misma forma, diferentes esquemas estructurales



Las superficies dicróicas que recubren los arcos remiten a la imagen del arco iris

El carácter icónico de la propuesta se destaca con un recubrimiento de superficies dicróicas vidriadas en las caras laterales de arcos metálicos. Las láminas dicróicas varían de color según el ángulo de incidencia de la luz y a su vez ofrecen un color distinto de la luz atravesada. De esta forma, los arcos adoptan configuraciones cromáticas diversas con variaciones horarias, climáticas y estacionales, y el puente se convierte en un hito en el paisaje que por sus formas y colores remite a la imagen del arco iris.

565. PUENTE DUNA: INTERSECCIÓN VIARIA ENTRE ABI BAKR ROAD E IMAN SAUD ROAD, RIAD, ARABIA SAUDITA

DUNE BRIDGE: INTERSECTION BETWEEN ABI BAKR ROAD AND IMAN SAUD ROAD, RIYADH (SAUDI ARABIA)

Jorge Bernabeu Larena. Idom. Director de Proyectos. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jbl@idom.com

Ignacio Díaz Morcillo. Idom. Director de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ignacio.diaz@idom.com

Diseño estructural, concepción estructural, construcción mixta, revestimiento, estética.

Structural design, structural conception, composite construction, cladding, aesthetics.

Riad está en proceso de transformación profunda de sus modos de movilidad, para dar respuesta a una de las ciudades de mayor crecimiento del planeta (8% anual en los últimos 40 años). El ambicioso plan de la nueva red de metro se completa con la remodelación de sus principales arterias viarias para convertirlas en autopistas urbanas. Las intersecciones se resuelven en tres niveles: un puente en el superior, el nivel intermedio a cota de calle para los giros y cambios de sentido y el nivel inferior en un falso túnel.

Algunos de estos cruces se desean destacar como elementos de referencia en el paisaje urbano, por lo que sus puentes deben asumir un valor simbólico y representativo. Es el caso de la estructura de paso de Abi Bakr Road sobre Imam Saud Road. Para liberar el falso túnel y los cruces viarios, se precisa un vano central de unos 80 m con un ancho de plataforma de 29 m para 3 carriles por sentido. Con esta luz, una solución de estructura inferior, tipo viga cajón o similar, exigiría bastante canto y una elevación de la rasante. Resulta más indicada una estructura superior que ofrece asimismo mayor visibilidad en consonancia con su carácter icónico. Entre 9 alternativas, la Arriyadh Development Authority (ADA) apostó por una solución que remitía a las geometrías onduladas de las dunas. La estructura es una doble viga continua en celosía metálica, con una longitud de 326,4 m y una distribución de vanos de 28,8 + 48 + 48 + 76,8 + 48 + 48 + 28,8. El alzado de las vigas corrige la envolvente de momentos, suavizando el pico de los momentos negativos sobre pilas para aproximarse al sinuoso perfil ondulado de las dunas de arena. El tablero se define mediante potentes vigas transversales mixtas de 28 m de luz. La estructura resistente se cubre con un recubrimiento de aluminio anodizado que oculta la celosía y ofrece la identidad visual del proyecto, tanto de día en sus formas y colores, como de noche con los juegos de perforaciones e iluminación. El puente está actualmente en servicio, con la estructura terminada, mientras se completan la disposición de recubrimientos, iluminación y acabados.



Puente Duna de día y de noche



Trabajos de montaje de la chapa de acero nervada

35. PUENTE SOBRE EL RÍO CHICHE EN QUITO, ECUADOR

BRIDGE OVER CHICHE RIVER IN QUITO, ECUADOR

Juan Manuel Calvo Rodríguez. Pondio Ingenieros. Presidente. Ingeniero de Caminos. jcalvo@pondio.com

Joaquín Arroyo Márquez. Pondio Ingenieros. Director Unidad Obra Civil. Ingeniero de Caminos. jarroyo@pondio.com

Alfonso Fernández Pacheco Amor. Pondio Ingenieros. Responsable de Proyectos. Ingeniero de Caminos. afernandez@pondio.com

Fernando Romo. Romo Consultores. Director. Ingeniero Civil. fromo@usfq.edu.ec

Puente pórtico, voladizos sucesivos, apoyos triple esféricos.

Frame bridge, cantilever method, triple friction pendulum bearings.

El puente sobre el río Chiche forma parte del proyecto vial RUTA VIVA de acceso al nuevo aeropuerto de la ciudad de Quito, en Ecuador. A continuación se hace un resumen de los aspectos más destacados de su proyecto y construcción.

La carretera tiene dos calzadas separadas de 14 metros de ancho, incluyendo carriles, arcenes y pretilas. Se han proyectado y construido dos puentes paralelos idénticos.

El valle del río presenta un perfil en forma de V con pendientes muy verticales, además la carretera atraviesa el valle con una altura aproximada de 130 metros sobre el cauce del río. Con estas condiciones se planteó un puente pórtico de tres vanos con las pilas en forma de V.

La longitud total del puente es de 315 metros, la distancia entre los arranques de las dos pilas es de 210 metros. De esta manera el puente pórtico queda constituido por tres vanos de 73 + 169 + 73 metros.

El tablero es de sección cajón de hormigón pretensado. El canto del tablero es variable en cada vano según una parábola de segundo grado. El canto en pilas es 8,20 m y en centro de vano y estribos de 4,20 m. Esto da una relación canto/luz de 1/20 en pilas y de 1/40 en centro del vano principal.

Las dos pilas, en forma de V, se encuentran empotradas al tablero. La forma de la V no es simétrica, pues presenta una inclinación mucho más tendida hacia los estribos que hacia el vano principal. La pata frontal de las pilas es hueca de dimensiones 6 × 4 m y la pata dorsal es maciza de 6 × 2 metros.

Las pilas disponen en su base de dos apoyos pendulares de fricción, los cuales proporcionan un sistema muy eficaz de aislamiento sísmico a través de la energía disipada en cada ciclo de histéresis. Al estar



Puente totalmente terminado

los apoyos en la base de las pilas se consigue aislar la totalidad de la masa del puente. Mediante el empleo de este tipo de apoyos se garantiza que el puente se comporta elásticamente frente a un sismo y estará listo para su uso después de un evento sísmico sin necesidad de hacer grandes reparaciones.

El vano central se construyó en voladizos sucesivos y los vanos laterales con una cimbra apoyada en la pata dorsal de las pilas. Los dos puentes han sido construidos por la empresa PUENTES Y CALZADAS en un plazo de un año.

295. TABLERO DE VIGAS PREFABRICADAS EN EL METRO DE RIAD

PRECAST CONCRETE BEAM DECKS IN RIYADH METRO

Hugo Corres Peiretti. Grupo de Hormigón Estructural ETSICCP-UPM. Catedrático. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

hcp@he-upm.com

David Fernández-Ordoñez. FIB. Secretario General. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. secretary.general@fib-international.org

Jesús Fernández de Bobadilla. FHECOR Ingenieros Consultores. Jefe de Equipo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jffbp@fhecor.es

Benjamín Domínguez Santana. FHECOR Ingenieros Consultores. Ingeniero de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

bds@fhecor.es

Hormigón, prefabricado, metro, Riad.

Concrete, precast, metro, Riyadh.



Pilas en V terminadas y avance en voladizo

FHECOR ha realizado para ATESVI y DELTA el proyecto de detalle de las vigas prefabricadas del Metro de Riad.

El alcance de los trabajos realizado por FHECOR ha incluido el proyecto de detalle de una serie de tableros prefabricados, formados por dos vigas con sección transversal en U, para las siguientes luces tipo: 24,69 m, 26,00 m, 28,00 m, 30,21 m, 32,00 m, 36,00 m, 36,73 m, 37,43 m, y 40,00 m.

La longitud total de estos tableros suma más de 21 km, distribuidos como sigue:

- 18 vanos de 40,00 m de longitud.
- 2 vanos de 37,43 m de longitud.
- 2 vanos de 36,70 m de longitud.

- 436 vanos de 36,00 m de longitud.
- 128 vanos de 32,00 m de longitud.
- 2 vanos de 30,21 m de longitud.
- 14 vanos de 28,00 m de longitud.
- 2 vanos de 27,92 m de longitud.
- 24 vanos de 26,00 m de longitud.
- 2 vano de 24,69 m de longitud.

La sección transversal está formada por las dos vigas en U prefabricadas y postesadas, sobre las que se tiene una losa completamente prefabricada salvo en las zonas situadas sobre las almas y en las zonas entre prelosas que se hormigonan en segunda fase para dotar a la losa de continuidad longitudinal.

El cálculo realizado ha reproducido el proceso constructivo previsto, que ha consistido en las fases que siguen:

- Postesado (etapa 1): 3 días.
- Postesado (etapa 2) - Opción a 28 días.
- Postesado (etapa 2) - Opción b 50 días.
- Colocación de losa: 60 días.
- Carga muerta 1 (GRC, aceras): 120 días.
- Carga muerta 2 (vía): 360 días.

El trabajo, desarrollado entre los años 2014 y 2016, ha supuesto una experiencia enriquecedora en la búsqueda de soluciones optimizadas y ajustadas a las necesidades de la obra en un entorno complejo.



Colocación de vigas tipo de 36 m



Viga colocada sobre pila

S2. EDIFICACIÓN

10. EL CONCEPTO RESISTENTE COMO SISTEMA CONFIGURADOR DE PROYECTOS SINGULARES: LA ESTRUCTURA ENVOLVENTE DEL EDIFICIO 112 REUS

THE RESISTANT CONCEPT AS A CONFIGURATOR SYSTEM OF SINGULAR PROJECTS: THE ENVELOPE STRUCTURE OF THE 112 REUS BUILDING

Roger Senís López. Universidad Politécnica de Cataluña. Profesor e Investigador. Dr. Arquitecto. roger.senis@upc.edu

Edificio 112 Reus, relación arquitectura-estructura, estructura envolvente, viga de celosía, herramientas BIM.

112 Reus building, architecture-structure relationship, envelope structure, lattice girder (truss), BIM tools.

El diseño y análisis estructural del Centro de Llamadas de Urgencia 112 Catalunya en Reus constituyó un reto técnico y tecnológico, dadas las características y las dimensiones de la estructura, con un claro objetivo: obtener una buena resolución del proyecto sobre la base de que la concepción espacial de un edificio depende también de su concepción resistente. Las necesidades funcionales del edificio dieron paso a una tipología edificatoria singular e innovadora sin pilares en la caja operativa del edificio multifuncional.

En este sentido, la singularidad del proyecto reside en disponer el sistema resistente como envolvente exterior (pieles portantes), confeccionando una innovadora estructura contenedora, cuya relevancia reside en los aspectos de optimización estructural de la composición, la utilización de fachadas resistentes y la liberación del espacio interior. Para ello, se proyectaron vigas de celosía de grandes dimensiones colgadas únicamente de cuatro núcleos de hormigón para atender satisfactoriamente las cuestiones formales y necesidades arquitectónicas, funcionales y constructivas.

El desarrollo del proyecto se realizó con un equipo multidisciplinar que trabajó conjuntamente mediante el uso de herramientas BIM, bajo la coordinación del BIM Manager. El uso de este tipo de herramientas de modelado permitió la correcta y necesaria coexistencia formal entre arquitectura y estructura. Para ello, se utilizó el Revit Architecture como herramienta de trabajo conjunta, con un único modelo para introducir los distintos sistemas configuradores del proyecto (arquitectura, ingeniería, etc.). Posteriormente, mediante el módulo Revit Structures se definieron con mayor detalle las caracte-



Vista general del edificio 112 Reus desde la fachada sur (imagen cedida por Adrià Goula)



Vista general de la estructura metálica en la fase final de su ejecución

rísticas geométricas y mecánicas (material, dimensiones, etc.) de los distintos elementos resistentes, previo a la extensión de dicha plataforma para la interacción con productos de Ingeniería CSI (Computer & Structures, Inc.). Exportando con plugins el modelo realizado a programas de análisis como SAP2000, SAFE y TEKLA, según el elemento a analizar y dimensionar. Una vez realizado el análisis final del sistema estructural completo, se importó la información obtenida (dimensionado) para actualizar el modelo inicial (Revit Architecture), detectando, así, los problemas e interferencias entre los distintos sistemas del proyecto, obteniendo una completa integración arquitectónico-estructural. En definitiva, fue posible el intercambio de datos entre modelos BIM/CSI de forma eficaz, aportando un valor añadido al proyecto, configurando en todo momento un necesario diseño integrador, dada la complejidad tecno-tecnológica y de gestión del mismo.

Actualmente, el edificio desarrollado con herramientas BIM es un referente en los ámbitos de la Arquitectura e Ingeniería estructural.

32. CAMPUS IBERDROLA

IBERDROLA CAMPUS

Patricio García Hernández. Arup. Asociado. Ingeniero de Caminos.

patricio.garcia@arup.com

Álvaro Martínez Soto. Arup. Ingeniero Senior. Ingeniero de Caminos.

alvaro.martines@arup.com

José Antonio del Rosario. Arup. Asociado. Ingeniero de Obras Públicas.

jose.del-rosario@arup.com

José de la Peña Coronado. Arup. Director. Ingeniero de Caminos.

jose.de-la-pena@arup.com

Marquesina, grandes-luces, viento, postesado.

Canopy, long-spans, wind, post-tensioning.

Situado en San Agustín de Guadalix, a 30 kilómetros al norte de Madrid, el Campus Iberdrola es un complejo de 35.000 m² dedicado a la formación de su personal. El complejo cuenta con un total de 8 edificios principales y algunos menores secundarios, cubiertos por una gran marquesina de 30.000 m².

Los edificios se resuelven empleando una amplia gama de tipologías estructurales, contándose con forjados reticulares, losas planas armadas y postesadas, vigas postesadas y zonas de estructura metálica con cerchas de hasta 30 metros de luz.

Los forjados reticulares y las losas planas armadas cubren zonas de luces de alrededor de 8 metros, mientras que las vigas postesadas permiten ampliar las luces hasta aproximadamente 16 metros. Estas vigas postesadas son de 650 mm de canto y 2.300 mm de ancho, lo



Cercha de auditorio y pilares arbóreos de marquesina

que permite la distribución adecuada de los cordones de pretensado. La losa plana postesada se ha empleado en uno de los edificios, donde se emplearon luces superiores a 8 metros y se requería un acabado de techo plano.

La estructura metálica se ha empleado en zonas complementarias de menor luz, como escaleras y patinillos de instalaciones, y además en el edificio donde se sitúa el auditorio, donde se disponen cerchas para cubrir luces de hasta 30 metros.

La gran marquesina de 30.000 m² que cubre el complejo situándose por encima de los edificios de dos plantas, mediante una combinación de zonas opacas y otras de vidrio. Su superficie ondulada creada con radios de circunferencia está a una altura variable de hasta 30 metros. Las luces cubiertas llegan hasta los 45 metros y se emplean para cubrir las vigas estructurales de gran diámetro, 750 mm, curvados para ajustarse a la geometría ondulante. Estos tubos se apoyan en pilares arbóreos que cuentan con cuatro ramas formadas por perfiles en cajón de sección variable. Los cuatro perfiles se reúnen en una pieza de transición, llamada capitel, que lleva la carga al fuste vertical de los pilares, también realizado con tubo metálico de grandes dimensiones, con un diámetro de 1.000 mm.



Vista general de marquesina y edificios

El dimensionamiento de la estructura de la marquesina requirió la realización de un ensayo en túnel de viento. Este ensayo permitió optimizar las cargas de viento sobre la estructura y los cerramientos, y al mismo tiempo permitió analizar las velocidades de viento en las zonas comunes entre edificios, para asegurar el confort de los viandantes.

52. ESTACIONES DEL TRAMO 1 DEL PROYECTO EJECUTIVO DEL TREN INTERURBANO MÉXICO-TOLUCA, MÉXICO

STRETCH 1 STATIONS CONSTRUCTION PROJECT OF INTER-CITY MEXICO-TOLUCA (MEXICO) TRAIN

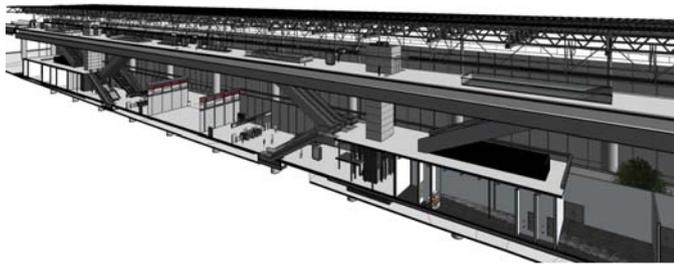
Álvaro Fernández Celemín. SENER. Ingeniero Responsable de Sección. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. alvaro.fernandez@sener.es
 Carlos Llopis Camps. SENER. Ingeniero Responsable de Sección. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Máster MIH. carlos.llopis@sener.es
 Íñigo López de Vicuña. SENER. Ingeniero de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. inigo.lopez@sener.es
 José Civera Abad. SENER. Ingeniero de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jose.civera@sener.es
 Mario Martins da Cruz. SENER. Ingeniero de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mario.martins@sener.es

Estaciones, pretensado, sismo, celosía, BIM.

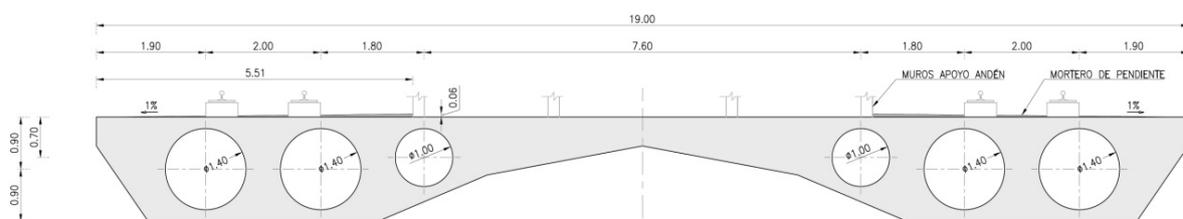
Stations, prestress, seism, trussed, BIM.

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 1 del recorrido, de aproximadamente 40 km, se emplazan cuatro de las seis estaciones previstas en la línea. Cada una de estas cuatro estaciones está formada por dos estructuras independientes entre sí que dan acceso a tres niveles principales: nivel de calle



Vista 3D Estación Modelo BIM



Sección transversal del tablero

(alberga locales técnicos, vestíbulo y aparcamientos de servicio privado y público), nivel vestíbulo intermedio y nivel andén.

La primera de estas estructuras se corresponde con la estructura principal de la estación, la cual sustenta el nivel de vía y los andenes, y se trata de un tablero tipo losa aligerada de hormigón pretensado de 1,80 m de canto solidario con columnas circulares de 1,80 m de diámetro, separadas 20,00 m en dirección longitudinal y 13,55 m en dirección transversal y cimentadas sobre encepados de 4 pilotes de longitudes variables entre 20,00 y 40,00 m. Sobre este tablero descansa el nivel de vía y el correspondiente al andén central, con una longitud total de estación de 200,00 m. El andén tiene una anchura de 10 m y consta de un forjado mixto de chapa colaborante apoyado en cuatro muros longitudinales. Sobre el tablero, se sitúan los pilares mixtos de acero y hormigón que sirven de apoyo a la cubierta, compuesta de celosías metálicas en las dos direcciones principales, la cual cuenta con un voladizo de 12,00 m en uno de sus lados.

La segunda estructura conforma los edificios que permiten el acceso a la estación y albergan los locales técnicos. Los edificios se plantean a base de muros de hormigón armado apoyados en una losa de cimentación y con el techo constituido por un forjado mixto de chapa colaborante sobre vigas metálicas apoyadas en los muros perimetrales.

Ambas estructuras se comunican mediante escaleras fijas y mecánicas entre los distintos niveles y dos ascensores. La conexión entre los elementos intermedios y las estructuras principales es tal que permite la independencia en el comportamiento estructural de cada una de ellas frente a las acciones gravitatorias y de sismo.

El Proyecto ha sido desarrollado empleando la tecnología BIM.

65. LA EFICIENCIA ENERGÉTICA DE LA MANO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

ENERGY EFFICIENCY BY THE HAND OF CONCRETE STRUCTURES

Xavier Aguiló Aran. BAC Engineering Consultancy Group. Subdirector de Edificación-Director de Madrid. Ingeniero Industrial Superior. xaguilo@bacecg.com

Lluís Moya Ferrer. BAC Engineering Consultancy Group. Director General de Edificación. Catedrático Arquitecto. lmoya@bacecg.com

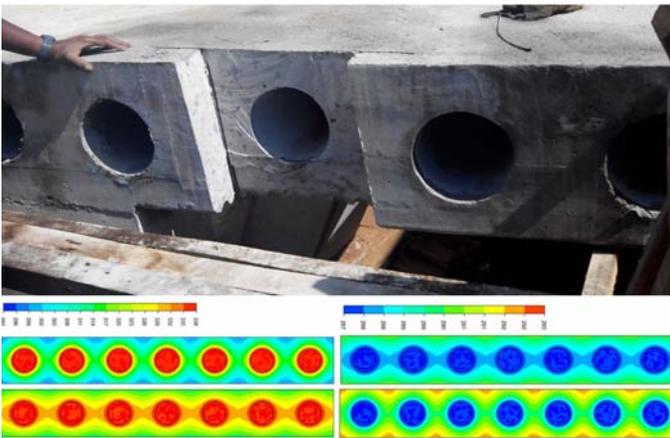
Sostenibilidad, estructuras activadas, eficiencia energética, huella carbono, integración.

Sustainability, activated structures, energy efficiency, carbon footprint, integration.

La reciente aceleración del proyecto de edificios de bajo consumo requieren de la mayor interacción posible con la estructura del mismo dado que es, en general, el material más presente (en términos de peso) en la totalidad.



Techo montado/ferrallado previo al hormigonado



Sección del forjado de la Torre Nobelia con los tubos de ventilación interior

Además, el mayor confort de los usuarios se consigue con sistemas radiantes, pues se basan en sistemas sin corriente de aire y por trabajar con temperaturas de operación más cercanas a las de confort.

El hormigón de los forjados es capaz de actuar no sólo como protagonista principal en esta nueva filosofía de trabajo energético sino que permite ir un poco más allá.

Se presentan dos proyectos basados en el mismo tipo estructural, el primero ya en uso y el segundo en fase de licitación en los que la estructura hace las funciones estructurales, térmicas y de sistema de distribución de las instalaciones. Se consigue una plena integración de sistemas técnicos.

Como consecuencia del proceso de diseño se derivan una serie de ventajas destacables enfocadas al proceso de construcción, al uso del edificio o al impacto del edificio en la huella de carbono.

91. REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL DEL CONVENTO DE STA. M.^a DE LOS REYES, SEVILLA, ESPAÑA

STRUCTURAL REHAB OF SANTA MARÍA DE LOS REYES CONVENT. SEVILLA (ESPAÑA)

Luis Díaz de la Cruz. Freyssinet España. Jefe de Obra. Arquitecto Técnico. luis_d@freysinnet-es.com

Ángel Rozas. Freyssinet España. Ingeniero Departamento Técnico. Ingeniero Industrial. angel_r@freysinnet-es.com

Luis Cosano. Freyssinet España. Responsable Explotación y Marketing. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luis_c@freysinnet-es.com
Pablo Vílchez. Freyssinet España. Director Técnico. Ingeniero Industrial. pablo_v@freysinnet-es.com

Rehabilitación estructural, composites, inyecciones, postesado, patrimonio.

Structural repair works, composites, grouting, PT, architectural heritage.

El convento de Santa M^a de los Reyes se ubica dentro de lo que fue el casco intramuros e histórico de Sevilla, junto a la antigua Puerta Osario, con acceso por la calle Muro de los Navarros. Se trata de un conjunto arquitectónico de estilos mudéjar y manierista que consta de cuatro volúmenes definidos, a saber, el cuerpo principal que conforma el Claustro, la Iglesia Nueva, las Celdas de las Novicias e independiente al resto, la Casa del Cura. Dado el cuerpo principal entre finales del siglo XV y principios del XVI, este conjunto requería una fuerte intervención de consolidación estructural y de cimentación así como la consolidación y rehabilitación de sus cubiertas, que garantizara así la estabilidad y estanqueidad del conjunto, motivo por el cual, su propietario actual, la Junta de Andalucía, adjudicó a Freyssinet los trabajos de esta primera fase consistentes en:

- Inyecciones armadas para consolidación del terreno.
 - Vigas de cimentación con postesado transversal mediante barras Freyssibar bajo arcada del claustro para zunchado de cimentaciones de columnas de mármol.
 - Introducción de sistema de apeo y retirada de columnas con mayor afección e inserción de refuerzo axial mediante barras de acero para cosido del plano de rotura debido al veteado propio del mármol. Recolocación final.
 - Reparación y refuerzo de forjados de madera a partir de la sustitución de los rellenos existentes por la ejecución de nueva capa de compresión (HA). La conexión del forjado mixto se realizó mediante pasadores de rasante metálicos.
 - Inyecciones y sellado para consolidación de muros con lechadas de cal.
 - Cosido/atado de muros en sus esquinas mediante barras de fibra de vidrio con inyección posterior.
 - Ejecución de micropilotes para apoyo de la estructura de la Casa del Cura.
 - Nueva cubierta en sala de labores con postesado en cajones longitudinales sobre los muros laterales de la cubierta para equilibrar empujes horizontales y evitar desplome.
- Estos trabajos se complementaron con la realización de otras actividades conexas, tales como la ejecución de cubiertas en hormigón



Vista del claustro



Refuerzo de cimentación con barras Freyssibar e inyecciones armadas para consolidación del terreno

armado, estabilización de Celdas, ejecución y conexión de nuevos forjados a fachadas existentes en la Casa del Cura, tareas de adecuamiento, y mejora de los jardines, incluyendo la ejecución de un banco corrido de hormigón armado, que también hace las veces de fuente.

92. REFUERZO DE LA ESTRUCTURA DE CUBIERTA EN UN CENTRO COMERCIAL FRENTE A LA INESTABILIDAD POR ACUMULACIÓN DE AGUA (PONDING), BUENOS AIRES, ARGENTINA

STRENGTHENING AGAINST PONDING INSTABILITY OF A SHOPPING MALL ROOF SUPPORTING STRUCTURE, BUENOS AIRES (ARGENTINA)

Pablo Vilchez. Freyssinet España. Director Técnico. Ingeniero Industrial. pablo_v@freysinnet-es.com

Jorge Herrera. Freyssinet España. Ingeniero Departamento Técnico. Ingeniero Civil. jorge.herrera@fta.pe

Andrés Brando. Freysinnet Argentina. Gerente Técnico. Ingeniero Civil. a_brando@freysinnet.com.ar

Ángel Rozas. Freysinnet España. Ingeniero Departamento Técnico. Ingeniero Industrial. angel_r@freysinnet-es.com

Refuerzo estructural, hormigón armado, pretensado exterior, fibra de carbono, ponding.

Strengthening, reinforced concrete, external post-tensioning, carbon fiber, ponding.

La estructura de estudio es un centro comercial en la ciudad de Buenos Aires y ocupa un área de 19.500 m². La evaluación de esta estructura se realizó debido a los antecedentes de deformabilidad y a la escasa pendiente (1%) de la cubierta, con especial atención a la aparición del fenómeno de inestabilidad por acumulación de agua ("ponding").

La cubierta analizada está compuesta por una chapa galvanizada (sobre la que se dispone un compuesto de aislante y membrana asfáltica) fijada a 816 vigas "T" secundarias de hormigón armado de 10 m de luz, apoyadas sobre 146 vigas principales "Doble T" de hormigón pretensado de 15 m. Las vigas principales transmiten la carga a la cimentación mediante columnas de hormigón.

Producto de una inspección en detalle (incluido un relevamiento completo) y análisis se encontraron deficiencias tanto a nivel de re-



Vista 3D conceptual de refuerzo de vigas principales y secundarias



Vista refuerzo vigas principales y secundarias (tejido oculto tras acabado)

sistencia estructural como de riesgo de encharcamiento por las flechas existentes y la deformabilidad de las vigas.

- La solución propuesta debía cumplir los siguientes principios:
- La ejecución del refuerzo no debía interferir con las instalaciones ni la actividad del local.
 - La fase elástica de las flechas debería recuperarse en el valor necesario para garantizar la estabilidad de la cubierta en caso de lluvia.
 - Los materiales y soluciones elegidos deberían ser ligeros y tener un alto grado de calidad y de prefabricación con objeto de minorar el impacto visual, reducir los plazos de ejecución y evitar problemas de control de calidad.

Freyssinet desarrolló la propuesta de refuerzo de los elementos estructurales complementada con el estudio de inestabilidad por lluvia.

Para las vigas secundarias, se determinó que las flechas no condicionaban la evacuación del agua de lluvia y presentaban valores dentro de norma. Para la merma en la resistencia a flexión se propuso la aplicación de un refuerzo con tejido de fibra de carbono.

Para las vigas principales, el requerimiento de control de flecha y las deficiencias a flexión y cortante, condicionaron el refuerzo. Se propuso un refuerzo activo consistente en 4 cordones de pretensado exterior (Ø15,2 mm) dispuestos en anclajes 1R15 en cada extremo de la viga. Con esta solución se reduce la flecha (controlando la acumulación de agua), y se corrigen las deficiencias de resistencia.

El estudio de la inestabilidad por acumulación de agua permitió comprobar que la estructura reforzada permitirá la correcta evacuación de la lluvia y que admitirá los esfuerzos producidos por el valor máximo de cargas una vez estabilizadas las flechas progresivas.

93. ESTRUCTURA DEL CENTRO CANALEJAS MADRID. UN CASO SINGULAR DE REHABILITACIÓN URBANA

STRUCTURAL DESIGN FOR CENTRO CANALEJAS MADRID. A STUDY CASE OF URBAN REFURBISHMENT

David Rodríguez Muñoz. MC2-Estudio de Ingeniería SL. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. david@mc2.es
 Álvaro Serrano Corral. MC2-Estudio de Ingeniería SL. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. alvaro@mc2.es
 Belén Ballesteros Molpeceres. MC2-Estudio de Ingeniería SL. Ingeniera. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. belen@mc2.es

Rehabilitación, fachada existente, apeo de soportes, usos múltiples, proceso constructivo ascendente-descendente.

Refurbishing, existing façade, columns propping, multipurpose, "upward-downward" construction process.

La remodelación de los edificios que componen la denominada "manzana de Canalejas" en Madrid suponen un ejemplo singular de ingeniería estructural que da respuesta a los desafíos y condicionantes de un edificio singular a rehabilitar integralmente en un entorno urbano consolidado.

Originalmente compuesta por un grupo de 6 edificios de edad, altura y estilo arquitectónico dispar, pero con el denominador común del uso mixto bancario-residencial, el proyecto plantea una unificación funcional interior para alojar usos hoteleros, comerciales, residenciales y de aparcamiento.

El grado de protección de los edificios originales es desigual, lo que tiene su traslación en la magnitud de los elementos a conservar, tanto elementos ornamentales desmontados para su posterior reposición, como elementos estructurales, fundamentalmente fachadas, mantenidos en su ubicación original durante la totalidad de la actuación.

La estratificación horizontal de los usos del nuevo edificio (residencial, hotelero, comercial, aparcamiento) con diferentes modulaciones funcionales, la conservación de los desiguales niveles de forjado originales, la integración de los elementos preexistentes y los propios condicionantes de ejecución de las obras en un emplazamiento tan céntrico suponen un cuerpo de condiciones de contorno que influyen de manera decisiva en el diseño de la estructura.



Estado original del conjunto de edificios (2011). En primer plano pueden observarse los dos edificios



Vista del estado reformado del conjunto de edificios. La actuación armoniza el volumen del conjunto

La estructura del edificio, compuesta fundamentalmente de losas macizas armadas apoyadas en soportes y núcleos de hormigón, se ve frecuentemente alterada por grandes apeos en forma de potentes vigas mixtas o celosías de gran canto, como las que soportan el edificio por encima de la gran sala de eventos (Ball Room) que debe ser fundamentalmente diáfana.

La excavación de cuatro nuevos sótanos en un casco urbano consolidado supone la necesidad de implementar un sistema de contención y arriostramiento adecuado a las necesidades de la obra y que se fundamente en un proceso constructivo de tipo ascendente-descendente.

Sin embargo, el aspecto de mayor influencia en el desarrollo de la construcción es el derivado de la necesaria conservación de las fachadas originales, lo que supone el desarrollo de estructuras provisionales específicas que permiten el apeo y estabilización de las mismas durante el proceso de demolición y posterior reconstrucción de la estructura interior.

En conjunto, la estructura diseñada que se desarrolla en la presente comunicación responde de manera ajustada y creativa a las necesidades de ejecución de un edificio dedicado a usos múltiples sobre un conjunto de edificios existentes de muy distinta naturaleza y en un entorno urbano muy céntrico y complejo.

95. SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN Y APEO DE FACHADAS EN INTERACCIÓN CON ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CENTRO CANALEJAS MADRID

FAÇADE STABILIZATION AND PROPPING WITH INTERACTION BETWEEN NEW AND EXISTING STRUCTURES IN THE CENTRO CANALEJAS MADRID

David Rodríguez Muñoz. MC2-Estudio de Ingeniería SL. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. david@mc2.es
 Álvaro Serrano Corral. MC2-Estudio de Ingeniería SL. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. alvaro@mc2.es
 César Herrera Castilla. CHC Ingenieros. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cesar.herrera@chcingenieros.es

Protección patrimonial, estabilización de fachada, apeo de fachada, micropilote, monitorización.

Heritage protection, façade stabilization, façade propping, micropile, monitoring.

El Centro Canalejas Madrid es una actuación urbana en el centro de Madrid que tiene como objeto la remodelación integral de un conjunto de edificios de distinta naturaleza para dar lugar a un edificio unitario de diferentes usos al que se le añaden cuatro sótanos adicionales,

manteniendo ciertos elementos estructurales existentes de los edificios originales.

Con la única excepción de Alcalá, 6, la totalidad de los edificios preexistentes tienen un nivel de protección patrimonial que incluye el mantenimiento de la fachada en su emplazamiento y materialidad. Adicionalmente, en los edificios más emblemáticos (Alcalá, 14 y Canalejas, 1) dicha protección se extiende a los elementos horizontales de la primera crujía estructural, la única zona que se conserva inalterada desde la construcción original.

El mantenimiento de las fachadas durante todo el proceso de construcción y su integración en el edificio reformado supone el desarrollo de sistemas de apeo vertical y estabilización horizontal que aseguren la integridad de los elementos protegidos, aun tras ser despojados de su cimentación y de la estructura interior a la que se encontraban unidos.

El sistema de apeo básico consiste en una doble cortina de micropilotes que sustenta una pareja de vigas gemelas unidas entre sí mediante barras pretensadas en su coincidencia con machón y mediante una conexión rígida bajo los huecos de fachada. El sistema de estabilización tipo consiste en la instalación de una torre de estabilización tipo “mecano” por el interior del edificio que se apoya en un pórtico metálico cimentado, a su vez, en torres de micropilotes que se van arriostrando según va avanzando la excavación.

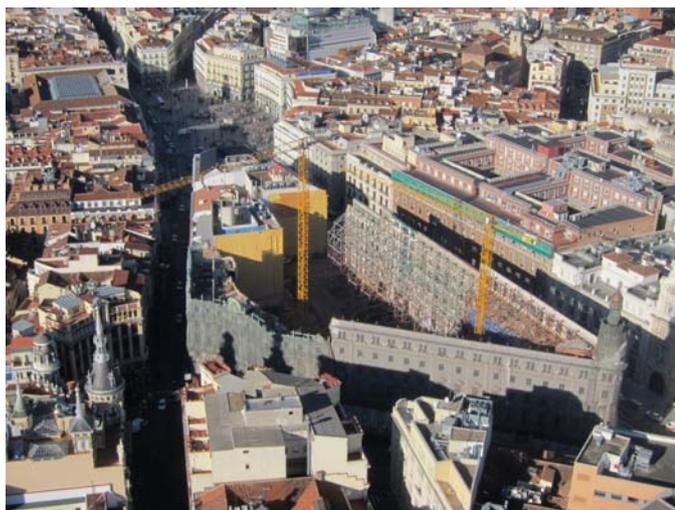


Figura 1. Vista aérea del conjunto de la manzana tras la demolición de la estructura no protegida



Figura 2. Vista inferior de las torres de estabilización en la fachada de Alcalá 14

En los edificios más representativos, la protección estructural también alcanza a los forjados de la primera crujía, compuestos por vigas metálicas y entrevigados cerámicos. La materialidad de los mismos se ha conservado mediante su apeo provisional sobre las propias torres de estabilización y se ha incrementado su capacidad mediante la sustitución y refuerzo de su capa de compresión, así como mediante la adición de refuerzos metálicos puntuales.

La actuación sobre la estructura existente se ha realizado con los datos de una exhaustiva campaña de inspecciones, catas y ensayos para caracterizar los elementos cuya conservación era preceptiva y sobre los que se iba a actuar.

Toda la ejecución se ha controlado con una monitorización de los movimientos de las fachadas con el fin de conocer la evolución de su comportamiento y corregir asentamientos o desplomes imprevistos.

97. CENTRO CANALEJAS MADRID. ASPECTOS RELEVANTES DE LA CONSTRUCCIÓN

CENTRO CANALEJAS MADRID. CONSTRUCTION MAIN ISSUES

David Rodríguez Muñoz. MC2-Estudio de Ingeniería SL. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. david@mc2.es
 Álvaro Serrano Corral. MC2-Estudio de Ingeniería SL. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. alvaro@mc2.es
 Manuel Carlos Carreto Prades. OHL Construcción. Oficina Técnica Proyecto Canalejas. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mcarreto@ohl.es

Conservación de fachada, profundización, proceso constructivo ascendente-descendente, compensación de empujes, planta interfaz.

Facade preservation, foundation deepening, “upward-downward” construction process, earth pressure balancing, interface level.

El Centro Canalejas Madrid es una actuación urbana en el centro de Madrid que tiene como objeto la remodelación integral de un conjunto de edificios de distinta naturaleza para dar lugar a un edificio unitario.

Los procesos constructivos y la tecnología empleada en la ejecución de la estructura están fuertemente influidos por dos condicionantes: la estabilización de la fachada y la profundización de los sótanos en un entorno tan sensible, a pocos metros de la Puerta del Sol de Madrid.

El primer factor tiene una importancia capital en el desarrollo de la construcción, tanto en lo referente al espacio ocupado por los propios estabilizadores y su interferencia con los elementos estructurales originales y futuros, como en la limitación que genera de accesibilidad de materiales y maquinaria a la propia parcela y en el ámbito de las primeras crujías. De manera inevitable, el acceso y circulación de maquinaria se ve muy restringido en este ámbito, por lo que los medios auxiliares deben ser de pequeñas dimensiones.

El segundo factor ha conducido, de manera casi natural, hacia un proceso constructivo ascendente-descendente, donde la compensación de los empujes que se crean con el incremento de excavación es equilibrada de manera exclusivamente interior a la parcela por los forjados definitivos, evitando con ello la utilización de sistemas hacia el exterior (anclajes) o provisionales hacia el interior (puntales o estampidores). Se reducen con ello las interferencias con elementos preexistentes (túneles de metro, galerías de servicio, cimentaciones colindantes...) en un entorno urbano tan consolidado.

La influencia de los factores anteriores deriva en una ejecución llena de singularidades, aun cuando las tipologías estructurales pueden considerarse relativamente convencionales. Desde la demolición in-

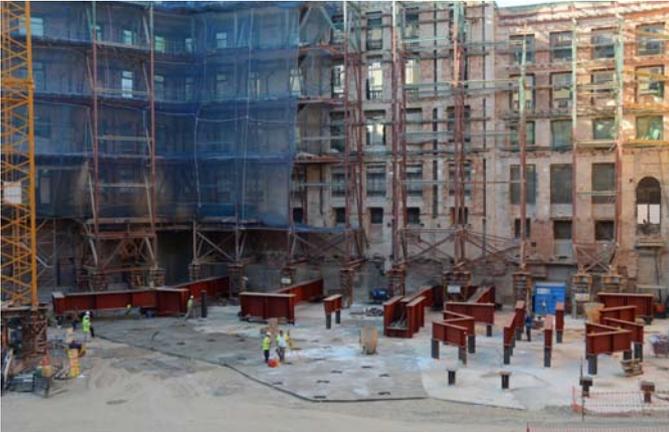


Figura 1. Vista general de los primeros encepados provisionales asociados a la planta interfaz



Figura 2. Vista de la interfaz entre el tajo ascendente y el descendente

terior y vaciado hasta la cota de explanación inicial hasta el último hormigonado de cubierta, cada una de las fases ha requerido constantes modificaciones y adaptaciones desde la ortodoxia tipológica a la realidad constructiva. A partir de metodologías “clásicas” se han implementado desarrollos tecnológicos en la búsqueda de una ejecución más rápida y eficaz.

La utilización de un proceso constructivo ascendente-descendente permite, asimismo, una óptima distribución de recursos entre la construcción bajo rasante y sobre rasante, acompasando los ritmos de ejecución. De esta manera, el tramo aéreo, tras cuyos pasos deben avanzar numerosos oficios (fachadas, instalaciones, acabados, interiorismo...) puede progresar con una rapidez mayor que el tramo subterráneo que, coincidente con las plantas de aparcamiento, necesita de una menor labor posterior a la finalización de la estructura.

107. PROYECTO DE LA NUEVA ESTRUCTURA PARA LA AMPLIACIÓN DEL NUEVO ESTADIO DEL ATLÉTICO DE MADRID

DESIGN OF THE NEW STRUCTURE FOR THE ATLÉTICO DE MADRID NEW STADIUM EXPANSION

Ginés Ladrón de Guevara Méndez. MC2 Estudio de Ingeniería. Director de Proyectos. Ingeniero de Caminos. gines@mc2.es
David Rodríguez Muñoz. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniero. Ingeniero de Caminos. david@mc2.es

Belén Ballesteros Molperez. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniera. Ingeniera de Caminos. belen.ballesteros@mc2.es
Marta Palacios Lloret. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniera. Ingeniera de Caminos. marta@mc2.es
Jesús Gómez Hermoso. FCC Construcción. Jefe de Departamento. Dr. Ingeniero de Caminos. jgomez@fcc.es

Estadio de fútbol, pórticos de hormigón armado, forjados armados y postesados, vigas prefabricadas, cimentaciones pilotadas.

Football stadium, reinforced concrete frames, reinforced and post-tensioned slabs, precast beams, pile foundations.

La estructura de la ampliación del nuevo estadio de fútbol del Atlético de Madrid se ha planteado empleando el hormigón armado y pretensado como material predominante, manteniendo de este modo una completa identidad formal respecto a la estructura del edificio existente del Estadio de Madrid. El estadio existente, más conocido como La Peineta, estaba inicialmente diseñado para la celebración de competiciones de atletismo y estaba formado por dos graderíos situados únicamente en el lado oeste de la pista los cuales tenían una capacidad de hasta 12.500 espectadores.

La nueva estructura de la ampliación del estadio está formada por un conjunto de grandes pórticos radiales de hormigón armado que completan, conjuntamente con el graderío existente, un estadio completamente cerrado con tres graderíos diferenciados, cuyo aforo total máximo es de 70.000 espectadores. Los pórticos radiales superiores, que albergan los graderíos alto y medio, mantienen un ancho uniforme de 0,60 m y están formados por pilares de sección rectangular, vigas en sección “T” en correspondencia con las losas superiores del edificio, y vigas inclinadas de canto variable entre 1,00 m y 1,30 m, las cuales reciben el apoyo de las vigas isostáticas de hormigón prefabricado que conforman las piezas de grada. El edificio se completa con forjados de hormigón armado y/o post-tensado, los cuales formalizan las diferentes plantas superiores y sótanos, y con la incorporación de muros perimetrales que envuelven el edificio.

Un aspecto fundamental en el desarrollo de la actuación es la ausencia de juntas de dilatación en la totalidad del edificio ampliado. La forma anular de las diferentes plantas del edificio determina un comportamiento muy favorable frente a los efectos de las deformaciones impuestas. El efecto sobre la estructura de los fenómenos térmicos y reológicos se ha evaluado mediante análisis no-lineal empleando modelos globales de la estructura.

La cimentación del edificio constituye también un reto importante en su diseño y construcción, debido a que el estadio se encuentra situado sobre una antigua mina a tajo abierto con profundidades de hasta 40 m. De este modo, las cimentaciones se han llevado a cabo empleando pilotes perforados de gran diámetro, 850 y 1.500 mm, y



Maqueta del proyecto de ampliación del estadio



Finalización de la estructura de la ampliación del estadio

longitudes de entre 30 y 47 m, empleando camisa recuperable en los 3 primeros metros y lodos tixotrópicos.

La ampliación del estadio supone un incremento de superficie construida de 83.100 m² completando, con los 58.500 m² del edificio existente, una superficie total de 141.600 m².

108. PROYECTO DE REHABILITACIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO EXISTENTE DEL NUEVO ESTADIO DEL ATLÉTICO DE MADRID

REHABILITATION DESIGN OF THE EXISTING BUILDING STRUCTURE OF THE ATLÉTICO DE MADRID NEW STADIUM

Ginés Ladrón de Guevara Méndez. MC2 Estudio de Ingeniería. Director de Proyectos. Ingeniero de Caminos. gines@mc2.es

David Rodríguez Muñoz. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniero. Ingeniero de Caminos. david@mc2.es

Pietro Bartalotta. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniero. Ingeniero Civil. pietro@mc2.es

Luca Ceriani. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniero. Ingeniero Civil. luca.ceriani@mc2.es

Jesús Gómez Hermoso. FCC Construcción. Jefe de Departamento. Dr. Ingeniero de Caminos. jgomezh@fcc.es

Estadio de fútbol, rehabilitación, refuerzo de forjados existentes, refuerzo de cimentaciones, micropilotes.

Football stadium, rehabilitation, strengthening of existing slabs, strengthening of foundations, micropiles.

El proyecto de rehabilitación del edificio original del Estadio de Madrid (La Peineta) consiste en la adecuación de su uso para formar parte del nuevo estadio de fútbol del Club Atlético de Madrid conjuntamente con el proyecto de ampliación del mismo. El diseño contempla el máximo aprovechamiento del edificio existente en el cual se ubican los usos más representativos del nuevo estadio, como el área de jugadores, Presidencia, área VIP, prensa, museo y zona comercial.

El estadio existente estaba inicialmente diseñado para la celebración de competiciones de atletismo y estaba formado por dos graderíos situados únicamente en el lado oeste de la pista los cuales tenían una capacidad de hasta 12.500 espectadores, y un edificio dorsal situado



Vista del edificio existente



Vista frontal del edificio existente con el graderío bajo demolido

bajo la cota de acceso formado por dos sótanos, completando una superficie total construida de 58.500 m². La adecuación de la estructura del edificio se articula en una serie de actividades diferenciadas las cuales destacadas seguidamente.

Inicialmente se lleva a cabo la demolición del graderío bajo existente concebido en el proyecto original mediante una estructura provisional, manteniéndose exclusivamente el graderío alto. Asimismo, se realizan las tareas de apertura y cierre de huecos en los forjados y muros del edificio empleando soluciones de refuerzo mediante bandas de acero, conectadas a los elementos existentes con barras de acero B500S y resinas epoxi.

Por otra parte, se incorporan una serie de nuevos forjados en las zonas interiores del edificio dorsal empleando sistemas mixtos, y se modifica la estructura de la zona Oeste mediante la disposición de forjados intermedios y la demolición parcial del muro dorsal para la implantación de la zona comercial del estadio.

La disposición de los nuevos forjados requiere la incorporación de nuevas cimentaciones ubicadas en el área interior del edificio y el refuerzo de algunas cimentaciones ya existentes, resueltas en ambos casos mediante el empleo de micropilotes. La elección de esta tipología responde a la necesidad de ejecutar las unidades de cimentación desde el interior del edificio, con las condiciones de espacio para la ubicación y la circulación de la maquinaria que ello requiere.

Otro aspecto importante es la incorporación de una nueva cubierta apoyada sobre dos parejas de pórticos del graderío alto existente. En el proyecto original de La Peineta se consideró la presencia de una posible cubierta cuyas solicitaciones sobre los citados pórticos resultaba del mismo orden de magnitud que las previstas para la nueva cubierta.

115. PROYECTO SISMORRESISTENTE DEL MUELLE DE PUERTO QUETZAL, GUATEMALA

EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN OF THE PUERTO QUETZAL WHARF, GUATEMALA

Francisco Millanes Mato. IDEAM, S.A. Presidente. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. francisco.millanes@ideam.es
 Miguel Ortega Cornejo. IDEAM, S.A. Director de Ingeniería. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. miguel.ortega@ideam.es
 Carlos Gordo Monsó. IDEAM, S.A. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. carlos.gordo@ideam.es
 Pedro Atanasio Utrilla. IDEAM, S.A. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pedro.atanasio@ideam.es

Puerto, sismorresistente, diseño por capacidad, diseño basado en el desempeño, pushover.

Port, earthquake resistant, capacity design, performance-based design, pushover.

El proyecto sismorresistente de muelles portuarios construidos sobre pilotes presenta particularidades significativas en los aspectos relacionados tanto con su proceso constructivo como con la estrategia y concepción sismorresistente. En muchas ocasiones se trata de estructuras críticas para el desarrollo económico de una región, cuyo daño tras un evento sísmico puede afectar tanto a la actividad mercante, como a la capacidad de proporcionar asistencia inmediata tras el evento sísmico, como se ha puesto de manifiesto en los terremotos de Maule (Chile) y Haití de 2010, y Tohoku (Japón) de 2011.

La normativa internacional aplicable a proyectos de estas características ha sido objeto de una intensa revisión en los últimos años, y ha adoptado algunas de las tendencias más recientes con objeto de racionalizar y cuantificar el desempeño y probabilidad de daño de estas estructuras durante un evento sísmico (performance-based-engineering). Uno de los aspectos fundamentales de esta actualización ha sido el establecer tres niveles de demanda sísmica para los cuales se proporcionan objetivos de desempeño estructural explícitos, en términos de deformaciones máximas esperables en los materiales.

Recientemente, IDEAM ha proyectado la estructura portuaria cimentada sobre pilotes del muelle de Puerto Quetzal, en la costa del Pacífico de Guatemala, una zona de sismicidad extremadamente alta (PGA = 0,60 g para un periodo de retorno de TR 1.000 años). La solución planteada, aprovechando las condiciones más favorables para su construcción, ha sido la de una losa de hormigón armado de dos espesores diferentes, construida sobre una malla de 6 m x 6 m pilotes de hormigón armado verticales construidos in-situ. Una familia de vigas longi-



Vista general del muelle de descarga y plataforma de almacenaje de contenedores de Puerto Quetzal

tudinales une las cabezas de todos los pilotes permitiendo la colocación de prelosas prefabricadas que actúan de encofrado perdido para la losa definitiva. El muelle de 350 m de largo y 37,50 m de ancho es capaz de albergar hasta 4 grúas Post-Panamax STS (Ship-to-Shore), y hasta dos grúas MHC (Mobile-Harbor-Crane) de 500 t.

En este artículo se describe la concepción general de la estructura, incidiendo en los aspectos relacionados con la estrategia sismorresistente. De igual manera se describen los análisis desarrollados para el proyecto, destacando aquellos elementos que, por su diferencia con respecto a otro tipo de infraestructuras, merece una atención especial, tales como los notables efectos de torsión en planta debido a la excentricidad de la masa con respecto al centro de rigidez, los límites a los desplazamientos impuestos por las instalaciones, y la tolerancia de la estructura a la incertidumbre del comportamiento del suelo.

123. CONSTRUCCIÓN DE SÓTANOS BAJO EL MERCADO MODERNISTA DE SANT ANTONI EN BARCELONA

CONSTRUCTION OF BASEMENTS UNDER THE MODERNIST MARKET OF SANT ANTONI IN BARCELONA

Ramón Sánchez Fernández. SACYR. Director. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. rsfernandez@sacyr.com
 Ángel Sánchez de Dios. SACYR. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. asanchezd@sacyr.com
 Arnau Teruel Sicart. Esteyco. Ingeniero de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. arnau.teruel@esteyco.es
 Luis Castro Soto. Esteyco. Ingeniero de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luis.castro@esteyco.com

Reforma, renovación, descendente-ascendente, apeos, profundización.

Refurbish, renovation top-down, shore up, deepening.

El mercado modernista de Sant Antoni de 1882 es uno de los más importantes de Barcelona con una superficie de 5.214 m². Fue el primer edificio de esas características en construirse según el plan original de Ildefonso Cerdá. En planta presenta forma de cruz griega con una cúpula central y la estructura es de fundición.

El proyecto genera 4 sótanos para dar cabida a una nueva gran superficie bajo el mercado actual con uso comercial.

La ejecución se ha realizado mediante un sistema descendente-ascendente; la pantalla perimetral de 1,0 m de espesor y 40 m de profundidad se ha ejecutado mediante hidrofresa.

La losa de nivel 0 se apoya en pilas-pilote de 1.200 mm con camisa exterior de acero y con luces de 20,0 m. La losa se ha proyectado aligerada de 1,20 m de canto postesada en dos direcciones y sin juntas.

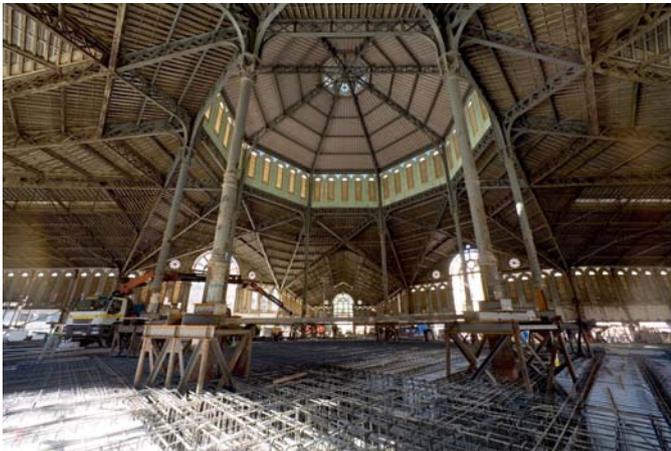
Para la ejecución de la losa de nivel 0 ha sido necesario apea provisionalmente la estructura existente del mercado en el aire, mediante un sistema de vigas metálicas que se apoyan en micropilotes. Un estudio detallado de la estructura de fundición ha permitido conservarla casi en su totalidad realizando labores mínimas de limpieza y protección.

La distribución de pilares en sótanos se ajusta a una malla de 9 x 9 m aproximadamente, lo que ha obligado a la realización de unas nuevas pilas-micropilote bajo losa de nivel 0.

Adicionalmente, se han integrado en la estructura definitiva restos arqueológicos, como la antigua muralla de la ciudad o la calzada de la Vía Augusta. El apeo provisional de la muralla se ha realizado mediante micropilotes y el de la calzada romana mediante un sistema de cajones hincados.



Apeo de la estructura existente



Vista de la cúpula central

159. ELIMINACIÓN DE JUNTAS DE DILATACIÓN EN EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO. APLICACIÓN DE MODELOS COHESIVOS NO LINEALES

SUPPRESSION OF EXPANSION JOINTS IN BUILDINGS. APPLICATION OF COHESIVE NON LINEAR MODELS

Jacinto Ruiz Carmona. Mecanismo Ingeniería/UCLM. Asociado. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jacinto.ruiz@mecanismo.es
 Juan Rey Rey. Mecanismo Ingeniería/UPM. Director. Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. juan.rey@mecanismo.es
 Pablo Vegas González. Mecanismo Ingeniería. Asociado. Arquitecto. pablo.vegas@mecanismo.es

Juntas de dilatación, modelos cohesivos, estructuras de hormigón armado.

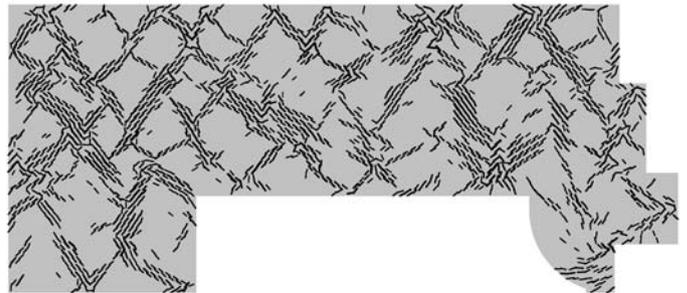
Expansion joints, cohesive models, reinforced concrete structures.

Las juntas de dilatación son elementos de separación que dividen la estructura de un edificio con el fin de permitir los desplazamientos

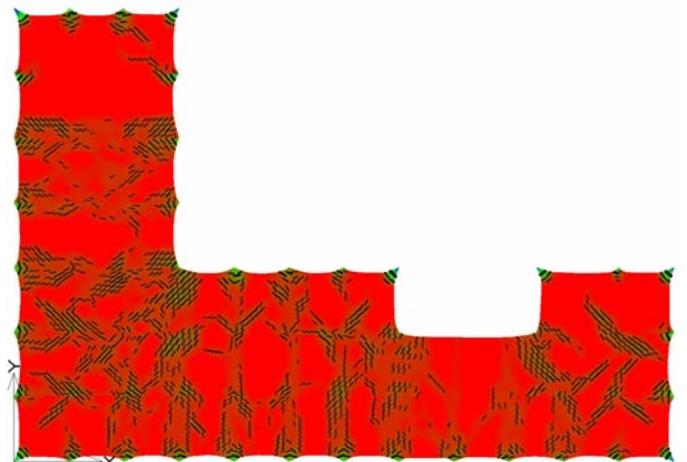
de la estructura ante deformaciones de tipo termohigrométrico. Estas juntas ayudan a disipar esfuerzos en pilares y pantallas cuya evaluación es compleja, dado que en un análisis lineal los esfuerzos obtenidos conllevarían, por lo general, unas cuantías de armado inadmisibles. Asimismo las juntas son elementos que suelen generar problemas tanto de proyecto como constructivos y de mantenimiento, por lo que su eliminación suele ser deseable en muchos casos. En la normativa actual, CTE-DB-SE-AE, para no tener en cuenta el efecto de las acciones térmicas en el cálculo considerando despreciable su efecto, la longitud máxima de los elementos estructurales continuos no debe sobrepasar la dimensión de 40 metros de longitud. La dificultad de encontrar herramientas comerciales que permitan el análisis de los efectos termohigrométricos (fluencia, retracción y cambios térmicos) junto con la fisuración, conlleva que en muchos casos se estén disponiendo juntas que podrían evitarse con el fin de cumplir los requerimientos expuestos en el CTE.

En los últimos años el desarrollo de técnicas numéricas ha permitido que se pueda realizar el análisis detallado de los elementos estructurales teniendo en cuenta las características no lineales tanto geométricas como de los materiales. Este hecho permite el análisis de las estructuras de hormigón armado, evitando las limitaciones anteriormente citadas del cálculo lineal. En la presente ponencia exponemos un análisis de cómo varían los esfuerzos en elementos verticales según la distancia entre juntas, así como una serie de ejemplos reales de análisis de edificios sin junta, superando los límites establecidos en la Normativa vigente.

Los cálculos se han llevado a cabo con un modelo de fisuración cohesiva distribuida en banda, implantado en el programa comercial ATENA, desarrollado por Cervenka Consulting. Los resultados muestran cómo es posible realizar de forma sencilla análisis de estructuras con



Patrón de fisuración tras retracción en planta baja de un edificio con muros perimetrales



Deformada y patrón de fisuración de una planta apoyada en pilares

distancias entre juntas superiores a 40 metros, determinando de forma cuantitativa los sobre-esfuerzos en elementos horizontales debidos a acciones térmicas.

164. CONSTRUCCIÓN DE LA NUEVA SEDE DEL BANCO POPULAR FASE II EN MADRID

BUILDING THE BANCO POPULAR'S NEW HEADQUARTERS PHASE II IN MADRID

Susana Jareño Cobo. Dirección Técnica. DRAGADOS. Ingeniera. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. sjarenoc@dragados.com
 M.ª Mercedes Madrid Ramos. Dirección Técnica. DRAGADOS. Jefa de Servicio de Estructuras de Edificación. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. mmadrid@dragados.com
 Ángel Vidal Vacas. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. angel.vidal@mc2.es
 Álvaro Serrano Corral. MC2 Estudio de Ingeniería. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. alvaro.serrano@mc2.es

Cimbrados, celosías metálicas, pasarelas entre edificios, izado de estructuras, cargas especiales durante la construcción.

Centering, metal trusses, lifting structures, walkway connection, special loads during construction.

La Nueva Sede Social de la entidad bancaria se ha construido en la calle Juan Ignacio Luca de Tena de Madrid.

Durante la ejecución del edificio han sido múltiples las intervenciones y actuaciones que han permitido ajustar la producción a los plazos de entrega exigidos en contrato.

Las cuatro plantas bajo rasante, con una tipología estructural de losas armadas, se encofraron con un sistema de mesas. Sobre rasante, las plantas están constituidas por losas postesadas de 30 cm de espesor y luces de 10,40 m por lo que para ajustar mejor los ciclos de producción se optó por un sistema de encofrado tradicional. En ambos casos, se realizaron estudios de reapuntalamiento y análisis de resistencia del hormigón que permitieran la recuperación del material de encofrado lo antes posible. Estos estudios más generales debieron pormenorizarse en el caso de estructuras singulares como la losa inclinada del salón de actos con un voladizo postesado de 7,80 m.

A lo largo de todo el proceso constructivo fueron necesarias numerosas comprobaciones en los forjados de planta baja y sótano -2 para poder introducir sobre los mismos vehículos auxiliares de gran peso y potencia.

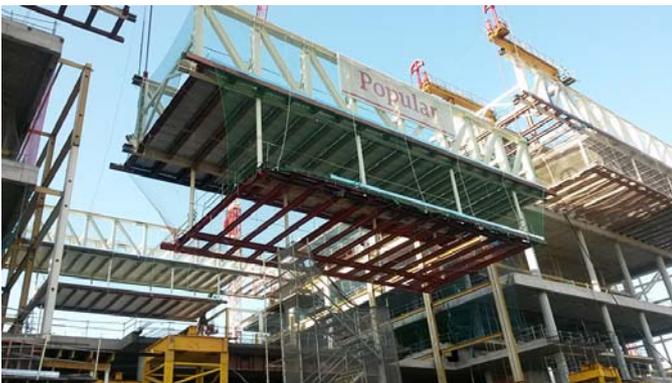


Figura 1. Vista durante el izado del "Puente Norte"



Figura 2. Vista exterior del edificio en construcción

Algunos de los elementos más representativos del edificio son las grandes cerchas metálicas colocadas en cubierta desde las que se cuelgan forjados mixtos de la planta inferior, sirviendo además de pasarelas de conexión entre los distintos módulos de oficinas.

La elevación y posicionamiento de estas cerchas ha sido uno de los procesos más singulares de la construcción del edificio, condicionado en parte por las limitaciones de acopio de la parcela y por la alta precisión de las maniobras a realizar.

Las celosías que apoyan sobre forjados fueron elevadas mediante potentes grúas móviles, mientras que los "puentes" entre edificios requirieron un premontaje sobre el forjado de planta baja de manera que se redujeran los trabajos en altura. Para el izado de los "puentes" se emplearon equipos de gatos hidráulicos posicionados en la cubierta, controlando sus movimientos informáticamente. La estructura del "puente" permanecía colgada hasta la ejecución de las uniones atornilladas en su posición definitiva.

166. REMODELACIÓN INTEGRAL DEL ESTADIO SANTIAGO BERNABÉU: LA OBLIGACIÓN DE APROVECHAR LAS DIFERENTES ESTRUCTURAS EXISTENTES

INTEGRAL RENOVATION OF THE SANTIAGO BERNABÉU STADIUM: THE OBLIGATION TO TAKE ADVANTAGE OF THE DIFFERENT EXISTING STRUCTURES

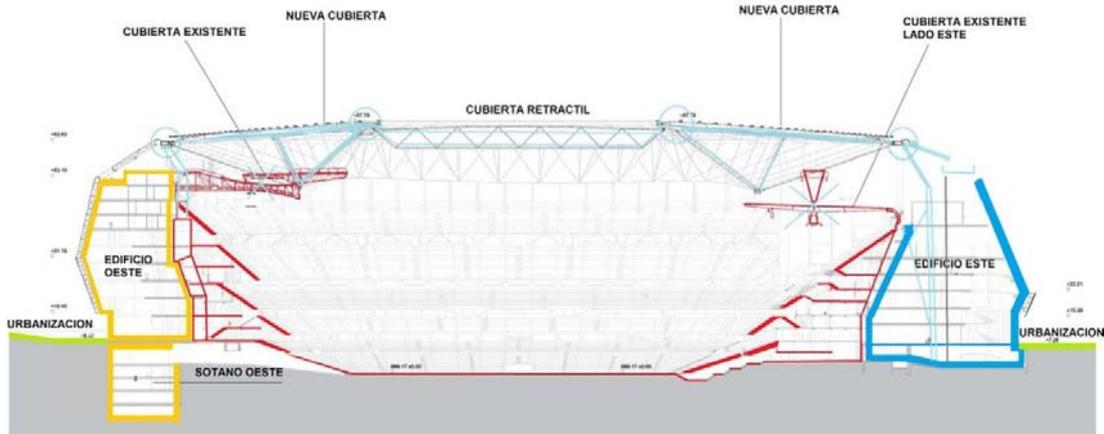
José Antonio Martín-Caro Álamo. INES Ingenieros. Director General. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmc@inesingenieros.com
 José Luis Martínez Martínez. INES Ingenieros. Director Técnico. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jlmm@inesingenieros.com

Estadio, Bernabéu, remodelación, cubierta retráctil, viento.

Stadium, Bernabéu, remodeling, retractable roof, wind.

INES forma parte del equipo que desarrolla el proyecto de remodelación del Estadio Santiago Bernabéu de Madrid. Este proyecto busca restablecer el estadio como un punto de referencia deportivo a nivel mundial.

Este nuevo diseño incluye la remodelación integral del estadio actual mediante la construcción de fachadas curvas asimétricas que rodean la antigua y nueva estructura, la instalación de una nueva cubierta provista de un techo retráctil, la mejora de los usos actuales y accesos, la generación de nuevos espacios y usos, etc. Todas estas intervenciones se integran plenamente en el paisaje urbano.

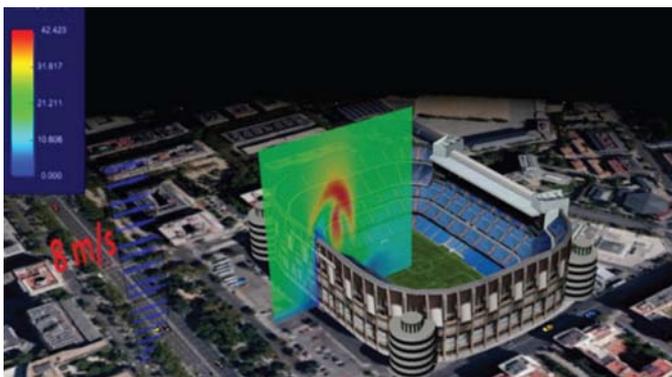


Sección transversal actual y futura

Un factor clave para la factibilidad de este gran proyecto es el mantener como hilo conductor de todo el proceso que la gestión de la construcción se debe de llevar a cabo interfiriendo mínimamente con el uso actual del estadio. Por ello dentro de los diferentes planteamientos estructurales realizados para las diferentes soluciones se ha visto que es necesario sacar el máximo rendimiento de la estructura existente, haciéndola trabajar, en ocasiones bajo configuraciones de carga y esfuerzos para los que hasta ahora no se había visto sometida. En el proyecto estructural, propiamente dicho, se ha contado con la estructura existente proveniente de los 4 momentos constructivos importantes del estadio: 1947-53, 1980, 1994 y 2004. El aprovechamiento inteligente de los elementos estructurales existentes ha permitido un proceso constructivo factible con el uso del estadio y una eficiencia técnico-económica.

La nueva cubierta se apoyará en unas extensiones metálicas que nacen de las actuales costillas de hormigón. La nueva fachada y el viento que actúa sobre ella será soportada mediante una nueva estructura materializada mediante tensores y montantes que también se encargará de trasladar las cargas de viento sobre la nueva cubierta, que ahora sobrevuela 12 m más alta que la actual.

Otro aspecto de interés que se trata en el artículo son los diferentes estudios de vientos llevados a cabo mediante CFD que han permitido, por una parte, anticipar de manera preliminar las cargas eólicas sobre la estructura (a la espera de los resultados del túnel de viento) y, por otra parte, analizar el rendimiento aerodinámico de la estructura existente con cubierta y sin la cubierta actual para analizar las futuras situaciones de confort para los espectadores durante las situaciones de obra.



Estudio de viento mediante CFD del estadio actual sin cubierta

167. ZÓCALO DE LA QUINTA TORRE DE MADRID: CONSTRUYENDO NUEVOS USOS SOBRE UNA BASE HEREDADA

FIFTH TOWER BASE IN MADRID: CONSTRUCTING NEW USES OVER AN INHERITED BASE

José Antonio Martín-Caro Álamo. INES Ingenieros. Director General.
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmc@inesingenieros.com
José Luis Martínez Martínez. INES Ingenieros. Director Técnico.
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jlmm@inesingenieros.com
Marta Gil Jimeno. INES Ingenieros. Jefa de Proyecto. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. mgi@inesingenieros.com
Gonzalo Moreno Bayo. INES Ingenieros. Ingeniero de Proyecto.
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gmb@inesingenieros.com

Edificación singular, torre, zócalo, alternativas.

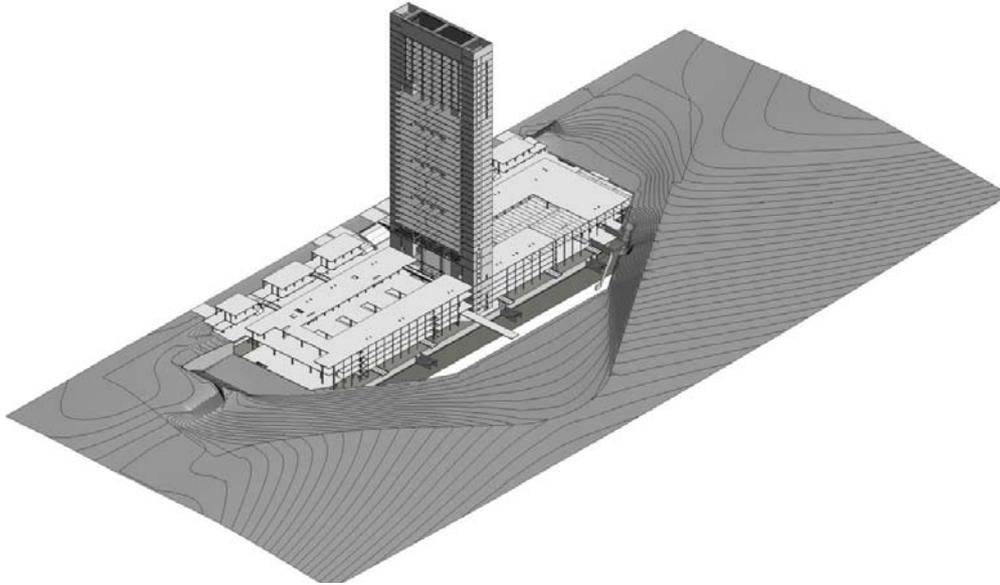
Singular building, tower, base, alternatives.

Tras la paralización de la construcción del Centro Internacional de Convenciones en Madrid, la parcela municipal donde se hubiera ubicado, situada junto a las Cuatro Torres, quedó convertida en un inmenso agujero cuya presencia deslució una de las zonas más modernas de Madrid. El proyecto de la Quinta Torre y su zócalo, trata de aprovechar el enorme potencial de la parcela, dándole un uso educativo, comercial y sanitario al espacio.

La paralización de las obras se realizó cuando la excavación ya estaba completamente realizada y se encontraban totalmente construidas las pantallas y, parcialmente las losas y muros de los primeros niveles. Constituían la estructura mínima necesaria para poder garantizar la estabilidad de la propia excavación y un condicionante fundamental para cualquier edificación futura en la parcela.

Sobre esta robusta base de hormigón armado, deben alzarse la torre principal y apoyarse las diferentes plantas del zócalo (hasta 5 nuevas), buscando a la vez cierta ligereza (para poder aprovechar la cimentación existente y la estructura vertical de las plantas ya ejecutadas) y también diafanidad, que le permita adaptarse a una arquitectura flexible y diversa debida a los diferentes usos para los que se ha concebido el edificio.

Ante esta situación se hace necesario un estudio de alternativas estructurales para cada uno de los niveles y zonas, que busque el equilibrio entre la rigidez que proporciona una retícula y capacidad prefijada por la edificación existente, las particularidades de cada



Modelo 3D de la futura estructura

espacio y, por supuesto, la agilidad y eficiencia de la futura construcción. Con las diferentes tipologías adoptadas debe darse respuesta a los grandes espacios abiertos necesarios para ubicar bajo rasante un auditorio, un polideportivo o una piscina, a la vez que se respetan los condicionantes propios de una clínica o una universidad, y se mantiene la estética singular que precisa una obra de estas características.

Desde el punto de vista de la ingeniería estructural, sólo el zócalo de la torre supone un gran reto tanto por las dimensiones totales (28.000 m² en planta y 8 niveles), como por la rigidez que introduce la construcción existente y por la gran variedad de usos e intereses participando en el proyecto.

168. CENTRO DE CONVENCIONES DE LIMA: UNA ESTRUCTURA SINGULAR EN UNA ZONA DE ALTA SISMICIDAD

LIMA CONVENTION CENTRE: A SINGULAR SEISMIC RESISTANT BUILDING STRUCTURE

Raúl Ríos. R. Ríos Ingeniería, Lima. Director. Ingeniero de Caminos. rrios@rriosingenieros.com

Tono Fernández Usón. Idom. Director de Proyecto. Arquitecto. jfu@idom.com

Javier Álvarez de Tomás. Idom. Arquitecto. jat@idom.com

Javier Gómez Mateo. Universidad Politécnica de Madrid. Arquitecto, Máster Estructuras. jgm@bernabeu.net

Alejandro Bernabeu Larena. Universidad Politécnica de Madrid.

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. abl@bernabeu.net

Estructura sismorresistente, edificación singular, Centro de Convenciones de Lima.

Seismic resistant structure, singular building, Lima Convention Centre.

Inaugurado en octubre de 2015 para la reunión del Banco Mundial y el Fondo Monetario Internacional, el Lima Convention Center LCC, es uno de los mayores hitos de la construcción en Suramérica. Es una

obra de gran singularidad tanto en sus aspectos arquitectónicos como estructurales, que ha sido tanto diseñada como construida en el breve plazo de año y medio.

Tiene una planta rectangular de 100 × 60 metros y una altura total de 47 metros sobre rasante. Los espacios para convenciones y exhibiciones diáfanos generan unos requisitos estructurales de grandes luces sin apoyos intermedios, siendo el espacio del nivel superior una gran sala de convenciones, totalmente diáfana y que ocupa la mayor parte de la planta, lo cual se une al diseño arquitectónico de espacios abiertos en altura y hacia el exterior en forma de terrazas. La estructura salva luces de más de 40 metros con espacios a doble altura concatenados espacialmente. Además, dada la ubicación del proyecto en una zona de elevada sismicidad, la estructura está sometida a unos importantes esfuerzos horizontales.

La estructura resistente a los esfuerzos sísmicos está formada por un macrosistema compuesto por cuatro grandes núcleos de hormigón vinculados rígidamente entre sí mediante una trama de celosías que delimita exteriormente la sala principal de convenciones en el nivel superior, creando un sistema de gran rigidez en ambas direcciones horizontales. Este macrosistema se complementa con una serie de



Centro de Convenciones de Lima. Ejecución



Centro de Convenciones de Lima. Vista general

celosías interiores de menor luz y un sistema de pórticos rígidos en cada nivel intermedio que contribuyen al control de la deformada horizontal.

La estructura combina además elementos prefabricados de hormigón armado en los niveles bajo rasante y estructura mixta para los niveles superiores, y a pesar de la aparente irregularidad y las grandes luces responde con una gran eficiencia a las elevadas demandas sísmicas satisfaciendo a su vez los requisitos arquitectónicos.

178. LA LUNA HOTEL (BAKÚ, AZERBAIYÁN)

LA LUNA HOTEL (BAKU, AZERBAIJAN)

Fernando Martínez García. AECOM. Jefe del Departamento de Estructuras (España). Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fernando.martinez@aecom.com

Francisco López-Manzanares Garc. AECOM. Jefe de Equipo del Departamento de Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. francisco.lopezmanzanares@aecom.com

José Soriano Martín. FHECOR. Jefe de Equipo del Departamento de Edificación. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jsm@fhcor.es

Antonio Romero Ballesteros. FHECOR. Jefe de Equipo del Departamento de Edificación. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. arb@fhcor.es

Concepción estructural, Sismo y viento, Proyecto Fast Track, Plataforma BIM.

Structural concept, Seismic and wind actions, Design in Fast Track, BIM Platform.

El edificio de LA LUNA HOTEL está destinado a ser un hotel de lujo de 120.000 m² situado en Baku (Azerbaiyán) junto a la costa, en un área ganada al mar Caspio de 12.800 m². La forma del edificio es de luna creciente.

El diseño consta de dos elementos diferenciados: el pódium, donde se ubican tres plantas que ocupan en su totalidad el espacio de la isla, y el edificio del hotel, que consta de 28 plantas y 153,55 m altura total.

El sistema estructural de la torre está formado por dos núcleos de hormigón más losas y pilares también de hormigón. Los pilares interiores son verticales, mientras que los exteriores siguen la curvatura

del edificio. Por ello, en ocasiones, se dividen en dos (vertical e inclinado) para evitar vanos demasiado largos en las losas.

Los dos núcleos están conectados mediante un puente celosía metálico de 90 m que soporta la parte de edificio situado entre los núcleos (izado desde el suelo hasta 98 m) y que se ha proyectado con vigas y pilares metálicos para reducir el peso que gravita sobre el puente. La cubierta se realiza mediante dos arcos metálicos que soportan la parte del edificio sobre la planta 28.

Las importantes cargas transversales son resistidas únicamente por los núcleos de hormigón. Baku está situado en una zona de intensidad sísmica 8 (Sds = 0,75 g), y el viento de diseño es de 191 km/h. El diseño sísmico realizado abarca desde el Cálculo Modal Espectral hasta el cálculo del Performance Based Design mediante un Non Linear Time History Analysis para comprobar la idoneidad de la estructura proyectada. La comprobación de la estructura frente a las cargas de viento se materializó imponiendo a la misma las cargas resultantes de la modelización del edificio en el túnel de viento.

El proyecto se desarrolló en Fast Trak, al mismo tiempo que progresaba la obra siguiendo un complejo proceso constructivo. Durante la etapa de diseño se iba emitiendo documentación para la construcción de partes de la obra.

Dada la complejidad de la forma del edificio, así como la necesidad de optimizar las labores de coordinación, el proyecto se ha hecho ba-



Recreación mediante fotorealismo de la situación del edificio una vez concluido



Imagen de la construcción de LA LUNA HOTEL

jo la plataforma BIM. La elaboración de un BIM Execution Plan al inicio de los trabajos permite un diseño coordinado de todas las disciplinas y facilita las labores de detección de interferencias. Adicionalmente, esta herramienta permite una rápida evaluación de las implicaciones de los cambios en el diseño.

180. MUSEO NACIONAL DE LA ENERGÍA DE PONFERRADA

ELECTRIC POWER NATIONAL MUSEUM IN PONFERRADA

David Sanz Cid. CESMA Ingenieros, S.L. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cesma@cesmaing.com
Fabiola Pierantoni Silva. DRAGADOS. Ingeniera de Caminos. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. fpierantonisi@dragados.com

Rehabilitación, tipologías estructurales, celosías metálicas, refuerzo de estructuras, cúpula esférica.

Micropiles, metal trusses, structural typologies, reinforcement, spherical dome.

La ubicación del Museo Nacional de la Energía en la antigua Central Termoelectrónica de Compostilla en Ponferrada, requirió la adaptación de los denominados edificios de calderas y de turbinas a las nuevas necesidades, conservando los pilares y las fachadas originales, así como la construcción de un nuevo edificio adosado a los anteriores, en donde se situó un teatro digital con una cúpula esférica.

El edificio de Calderas está formado por ocho plantas de superficie aproximada 80×40 m, además de un sótano y la cubierta, mientras que el edificio de turbinas, de cuatro plantas más cubierta, presenta una planta de 75×32 m. Los forjados se resuelven por medio de losas macizas de 0,22, 0,25 o 0,30 m de espesor, forjado alveolar, o bien por medio de forjados mixtos, compuestos por vigas metálicas sobre las que apoya la losa de hormigón construida sobre una chapa grecada a modo de encofrado perdido. Las cubiertas en todos los casos están formadas por celosías metálicas. Los pilares de hormigón armado, conservados del edificio original, se refuerzan incorporando tanto pilares de hormigón como metálicos. El edificio nuevo, en el que sus forjados se resuelven mediante las mismas tipologías estructurales anteriormente mencionadas, presenta una planta de 85×67 m, y está formado por dos plantas, cubierta y sótano. Los pilares,



Vista interior del edificio de calderas

de hormigón armado hasta planta baja y metálicos a partir de este punto, forman una cuadrícula de 8,45 m aproximadamente. La cúpula esférica se resuelve mediante semiarcos metálicos arriostrados mediante anillos horizontales con sección tubular.

181. ESTUDIO NUMÉRICO DE LOS EFECTOS DEL VIENTO EN EL EDIFICIO DE LA 5.ª TORRE, MADRID

NUMERICAL STUDY OF WIND EFFECTS FOR THE 5TH TOWER IN MADRID

José Luis Martínez Martínez. INES Ingenieros. Director Técnico. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jlmm@inesingenieros.com

José Antonio Martín-Caro Álamo. INES Ingenieros. Director General. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmc@inesingenieros.com

Edificios altos, efectos eólicos, CFD, Lattice Boltzmann.

Tall buildings, wind effects, CFD analysis, Lattice Boltzmann.



Vista exterior del museo

Junto a las cuatro torres, en el norte de Madrid, se proyecta un edificio compuesto por un amplio zócalo y un edificio de 160 m de altura sobre la cota de la plaza (190 m sobre la cimentación). La torre tiene unas dimensiones en planta de 67×16 m, lo que arroja una esbeltez geométrica de 10. La estructura, tanto los forjados como los núcleos verticales, es de hormigón por lo que el conjunto tiene una masa considerable y frecuencias propias de vibración relativamente bajas.

Estas características determinan un sistema estructural con características dinámicas sensibles al viento. La cercana presencia de las poderosas cuatro torres es una influencia eólica sin duda significativa y muy difícilmente evaluable por medios manuales. Por ello, el proyecto prevé un ensayo en túnel aerodinámico con capa límite del edificio y sus alrededores. No obstante, el desarrollo de los trabajos exige una estimación temprana de las acciones del viento para evaluar los esfuerzos en la estructura resistente al viento y en la cimentación. Asimismo, el predimensionamiento estructural precisa estimar las condiciones de confort en el edificio alto calculando las aceleraciones horizontales. Finalmente, la ordenación de la plaza, se beneficia de poder conocer las zonas de mayor y menor confort peatonal para lo que es necesario calcular las velocidades frecuentes del viento al nivel del suelo.



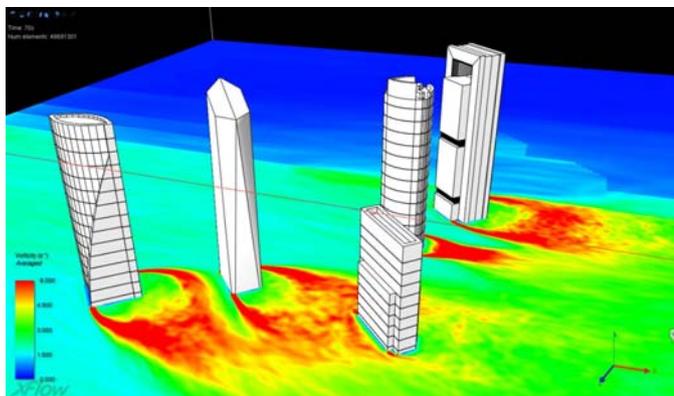
Recreación del conjunto de las cinco torres (Fenwick Iribarren Architects)

CARACTERÍSTICAS DE LA TORRE

El edificio alto tiene uso docente ya que aloja las aulas y zonas administrativas de la universidad IE. El zócalo comprende una plaza peatonal, instalaciones deportivas y dotacionales, un centro comercial y una clínica, además de plantas de aparcamiento. El artículo expone las características generales de la estructura frente a acciones horizontales.

CARACTERÍSTICAS DEL CÁLCULO

El cálculo de esfuerzos sobre la estructura comprende dos fases: evaluación de las fuerzas aerodinámicas, función del tiempo y variables a lo largo de la altura de la torre y cálculo dinámico de la torre que integra estas fuerzas dinámicas.



Vorticidad promedio a una cierta altura para una de las 16 simulaciones realizadas

Las acciones aerodinámicas se han calculado sobre un modelo CFD basado en partículas, siguiendo la metodología sin mallas conocida como modelos de lattice Boltzmann utilizada por el programa Xflow. Se ha modelizado el entorno en un radio de 1,50 km. El artículo expone las características del modelo numérico.

RESULTADOS

El artículo presenta los resultados obtenidos y los compara con los del dimensionamiento según Eurocódigo 1, además de los resultados comparados con los del estudio en túnel físico (aún pendiente de realización).

191. CUBIERTA DE LA AMPLIACIÓN DE LA TERMINAL DEL AEROPUERTO DE GRAN CANARIA

ROOF ON GRAN CANARIA AIRPORT TERMINAL ENLARGEMENT

Peter Tanner Furrer. Cesma Ingenieros, S.L. Ingeniero de Caminos. MSc ETH, Zürich; Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cesma@cesmaing.com

David Sanz Cid. Cesma Ingenieros, S.L. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cesma@cesmaing.com

Condicionantes geométricos, vigas de madera, pilares metálicos, definición de uniones, simplificación estructural.

Geometrical constraints, timber beams, steel columns, connection design, structural simplicity.

La ampliación del aeropuerto de Gran Canaria incluyó, entre otras actuaciones, la construcción de una nueva zona de mostradores de facturación y de un nuevo acceso para el tráfico rodado para dar servicio a la misma. Se trata de un espacio de 340 m de largo y 37 m de ancho constituido por pórticos, separados 10 m entre sí, con tres pilares de unos 15 m de altura y un entramado de vigas de madera en cubierta. Se disponen, además, muros cortina de vidrio como cerramiento de la zona de facturación.

La estructura general está condicionada por la posición de los pilares y forjados existentes en los niveles inferiores, no todos a la misma altura, de manera que fue necesario disponer pilares metálicos para complementar los pilares existentes de hormigón y pilares de hormigón de nueva ejecución.

Para el diseño de la cubierta se prestó especial atención a las uniones entre las vigas de madera, minimizando su tamaño, y se redujo al



Vista de la zona de ampliación del aeropuerto de Gran Canaria



Detalle de pórticos formados por pilares metálicos y vigas de madera y cerramiento formado por muros

mínimo el número de elementos auxiliares para el arriostramiento de los diferentes planos (verticales y horizontales), todo ello con objeto de reducir el impacto visual de estos elementos y dar mayor protagonismo a la estructura principal de madera y a las fachadas.

193. ESTRUCTURA DEL COMPLEJO ADMINISTRATIVO ISLA CHAMARTÍN EN MADRID

STRUCTURE OF THE ADMINISTRATIVE COMPLEX "ISLA CHAMARTÍN" IN MADRID

Belén Ballesteros Molpeceres. MC2. Ingeniera. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. belen.ballesteros@mc2.es
Ginés Ladrón de Guevara Méndez. MC2. Director de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ginés@mc2.es

"Tubo en tubo", torre, cambio de alineación en soportes.

"Tube-in-tube", tower, column offsets.

El proyecto ISLA CHAMARTÍN es un complejo de oficinas situado en el Norte de Madrid, en un enclave muy bien comunicado entre la A-1 y la M-11, con fácil acceso a la M-30, y ha sido diseñado por EA3 técnicos asociados.

El conjunto ocupa una parcela de 9.300 m², y presenta una amplia zona convencional de aparcamientos e instalaciones en dos sótanos bajo rasante, rematada por una cubierta-plaza ajardinada sobre la que emergen dos edificios; el edificio Bloque de 20 m de altura, y el edificio Torre de 100 m, ambos destinados a uso administrativo.

El edificio Torre, con unas dimensiones en planta de 30 × 30 m, presenta una planta diáfana, de gran luminosidad y flexibilidad para adaptarse a las necesidades de los potenciales arrendatarios. Por tanto, el esquema estructural que mejor encaja con esta distribución arquitectónica es el sistema "tubo en tubo", con un núcleo interno de comunicaciones y un núcleo externo constituido por los pilares de fachada.

El forjado de la planta tipo, con luces de 10 m entre el tubo interior y el exterior, se resuelve por medio de una losa maciza, de canto estricto de 0,25 m y vigas descolgadas de canto total 0,75 m, que son las encargadas de conectar el núcleo interno con los pilares de fachada, cerrando así el convencional esquema "tubo en tubo"; con dos diferencias fundamentales respecto a los esquemas habituales. Por un lado, el tubo exterior formado por los pilares de fachada, al llegar a planta P6 sufre un importante retranqueo hacia el interior del edificio, generando excentricidades de 1,70 m en una dirección en los pilares centrales y en ambas direcciones en los pilares de esquina. En segundo lugar, entre PB y P6, se genera un gran espacio arquitectónico diáfano sin niveles de forjado, a excepción del núcleo interno de comunicaciones.



Infografía. Vista general



Emplazamiento y evolución de la obra

Este retranqueo de soportes en planta P6 se resuelve con una pieza de transición de hormigón armado con forma de capitel tronco piramidal. Parte de la excentricidad de la carga se recoge mediante el par proporcionado por los axiles de tracción en planta P6 y de compresión en planta P5. Sin embargo, dado que en el nivel P5 no existe un forjado de hormigón continuo que reciba y equilibre totalmente estas compresiones, otra parte se transfiriere directamente a los soportes incorporando momentos flectores en los mismos.

195. PLANTA DE COMPOSTAJE Y ESTACIÓN DE TRANSFERENCIA DE EPELE, GUIPÚZCOA

COMPOSTING PLANT AND TRANSFER STATION IN EPELE, GUIPÚZCOA

Juan Luis Bellod Thomas. Cesma Ingenieros, S.L. Ingeniero de Caminos, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cesma@cesmaing.com
David Sanz Cid. Cesma Ingenieros, S.L. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cesma@cesmaing.com

Ligereza, pórticos metálicos, grandes luces, estructura atornillada, condicionantes funcionales.

Lightness, steel frames, large spans, bolted connections, functional constraints.

El proyecto de la estructura estaba muy condicionado por la orografía de la zona, una compartimentación muy rígida para el procesado y



Vista general de la central y su entorno



Vista interior de la nave, con celosías metálicas con perfiles tubulares y chapa grecada

almacenamiento de los residuos, y la presencia constante de maquinaria en el interior para las labores de explotación. El resultado es una estructura con múltiples zonas diferenciadas, en la que deben minimizarse los elementos resistentes para el libre tránsito de la maquinaria y con unas condiciones de cimentación muy heterogéneas por la distinta profundidad de afloramiento del terreno resistente.

Para dar solución a la anterior problemática, se diseñó una estructura muy ligera mediante pórticos metálicos de grandes luces, arriostrados por una potente chapa grecada que también hace las funciones de cerramiento. Los dinteles de los pórticos se materializan mediante celosías tubulares, curvas o rectas, en función de la luz de cada zona de trabajo. Con este planteamiento se pudo optimizar la solución estructural del proyecto original, compuesta por un entramado de vigas en dos direcciones con arriostramientos adicionales, reduciendo el número de elementos y simplificando la ejecución, reduciéndose también el número de uniones necesarias en obra, que debían ser atornilladas por requerimiento de la propiedad. La estructura metálica descansa sobre unos muros prefabricados de hormigón que permiten la separación física de los diferentes espacios.

198. ESTACIÓN DE SANTA FE, TRAMO 3 DEL PROYECTO EJECUTIVO DEL TREN INTERURBANO MÉXICO-TOLUCA, MÉXICO

SANTA FE STATION STRETCH 3 CONSTRUCTION PROJECT OF INTER-CITY MÉXICO-TOLUCA (MÉXICO) TRAIN

Carlos Llopis Camps. SENER. Ingeniero Responsable de Sección. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos-Máster MIH. carlos.llopis@sener.es

Pablo Peña Rambla. SENER. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pablo.pena@sener.es

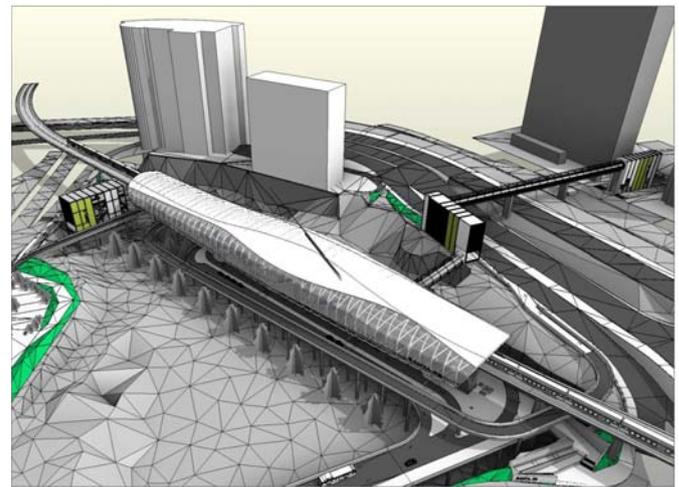
Estaciones, estructura mixta, sismo, celosía, BIM.

Stations, composite structure, seism, trussed, BIM.

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 Fe y Observatorio. En la Estación de Santa Fe se pueden distinguir tres estructuras: la primera es la que da acceso al nivel andén, la segunda corresponde al nivel vestíbulo intermedio y la tercera hace referencia al nivel de calle (alberga locales técnicos, vestíbulo y aparcamientos de servicio privado y público).

La primera, es la estructura principal, sustenta el nivel de vía, los andenes y el nivel vestíbulo, el cual se encuentra colgado de ella. Se trata de un tablero tipo mixto, con sección en cajón de 2,50 m de canto solidario con columnas también mixtas en forma de Y con una altura próxima a los 40,00 m, separadas 28,50 m en dirección longitu-



Vista 3D Estación de Santa Fe



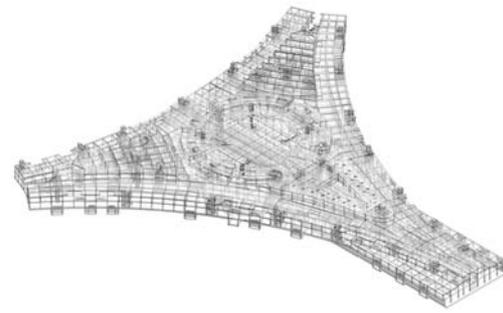
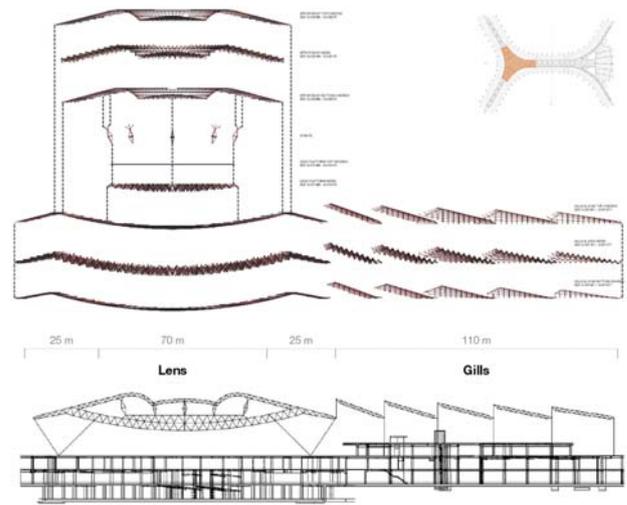
Vista 3D Estación de Santa Fe

dinal. Las columnas están cimentadas sobre encepados de 20 pilotes de 40,00 m de longitud. Sobre este tablero descansa el nivel de vía y el correspondiente al andén central, con una longitud total de estación de 200,00 m. Sobre el tablero, se sitúan los pilares mixtos de acero y hormigón que sirven de apoyo a la cubierta, compuesta de celosías metálicas en las dos direcciones principales, la cual cuenta con voladizos de 12,00 m en cada uno de sus lados.

La tercera estructura conforma el nivel calle que actúa como intercambiador modal entre el transporte por ferrocarril y el transporte por carretera. La estructura se resuelve mediante una losa de hormigón de 0,50 m de canto empotrada en pilares circulares con unas luces aproximadas de 9,00 × 9,00 m.

La comunicación entre los diferentes niveles es mediante escaleras fijas y mecánicas y ascensores. La conexión entre los elementos intermedios y las estructuras principales es tal que permite la independencia en el comportamiento estructural de cada una de ellas frente a las acciones gravitatorias y de sismo.

El Proyecto se ha desarrollado empleando la tecnología BIM.



ARUP

Estructura del Hub Internacional

208. AEROPUERTO INTERNACIONAL KING ABDULAZIZ EN JEDDAH, ARABIA SAUDÍ

KING ABDULAZIZ INTERNATIONAL AIRPORT IN JEDDAH, SAUDI ARABIA

Patricio García Hernández. Arup. Asociado. Ingeniero de Caminos. patricio.garcia@arup.com

David Castro Pallarés. Arup. Director Asociado. Ingeniero Civil. david.castro@arup.com

Cliff McMillan. Arup. Director. Ingeniero Civil. Cliff.McMillan@arup.com

Tabitha Tavolaro. Arup. Directora Asociada. Ingeniera Estructural. Tabitha.Tavolaro@arup.com

Aeropuerto, retracción, optimización, BIM.

Airport, shrinkage, optimization, BIM.

El Aeropuerto Internacional King Abdulaziz se inauguró en el año 1981 e incluía la conocida terminal Hajj destinada a la gran afluencia de peregrinos a la Meca. Dado el aumento de viajeros y peregrinos, se hizo necesaria la ampliación de aeropuerto.

El proyecto de ampliación, de una gran escala, incluye un edificio terminal para 30 millones de pasajeros anuales con una superficie de 670.000 m² y unas dimensiones en planta de 1.000 × 1.300 m. Se incluye además, como parte de la ampliación, la realización de una nueva torre de control, una de las más altas del mundo con 135 metros, y varios edificios de apoyo a las operaciones del aeropuerto.

Dada la magnitud del proyecto y que el plazo total para realizarlo era solo de 10 meses, englobado en un contrato de Proyecto y Obra, fue necesario movilizar a más de 100 profesionales entre ingenieros y modeladores BIM, con personal de 10 oficinas de Arup, siete en Estados Unidos, dos europeas y una en Oriente Medio. Este gran esfuerzo de trabajo conjunto requirió además la modelización BIM de toda la estructura diseñada.

La estructura del edificio terminal se realizó en sus zonas de uso mediante hormigón armado, mientras que las cubiertas se realizaron mediante estructura metálica.

Para las estructuras de hormigón se trató de minimizar el número de juntas de dilatación en los forjados por encima de planta baja, llegando a separaciones de hasta 225 metros (con una sollicitación térmica muy alta al tratarse de una zona desértica). En el forjado de planta baja, que cubre el sótano, se eliminaron todas las juntas de dilatación, ejecutándose una losa con longitud total de 1 kilómetro, lo que requirió dejar una banda de respiración que se hormigonaron una vez las deformaciones iniciales de retracción se habían producido.

En las cubiertas metálicas se tenían zonas de luces importantes, llegando a los 70 metros de luz. Estas cubiertas se resolvieron con una estructura de celosía tridimensional donde se aplicaron algoritmos de optimización basados en herramientas de programación paramétrica, lo que supuso una importante reducción de costes. En las zonas de menor luz, se requerían estructuras metálicas expuestas que necesitaban de uniones especialmente cuidadas, lo que dio lugar a desarrollar uniones con piezas de fundición.

Para la torre de control se planteó un fuste de hormigón con una coronación metálica. Esto permitió un proceso de ejecución bastante eficiente mediante el uso de trepas.



Situación en obra con gran parte de la estructura hormigón completada

210. ESTACIONES ENTERRADAS DE LA LÍNEA 3 DEL METRO DE RIAD. ESTACIONES PROFUNDAS CON CONTRABÓVEDA

UNDERGROUND STATIONS OF RIYADH METRO PROJECT LINE 3. DEEP STATIONS WITH COUNTERVAULT

Gonzalo Zarrabeitia Ullibarri. IDOM. Ingeniero de Caminos
Departamento de Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
gonzalo.zarrabeitia@idom.com

Francisco Javier Gómez Corral. IDOM. Ingeniero de Caminos
Departamento de Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
fjgomez@idom.com

Antonio Martín Colecha. IDOM. Ingeniero de Caminos Departamento
de Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
antonio.martin@idom.com

Estaciones profundas, bottom-up, pilotes secantes, contrabóveda,
juntas de contracción.

Deep stations, bottom-up, secant piles, countervault, contraction joints.

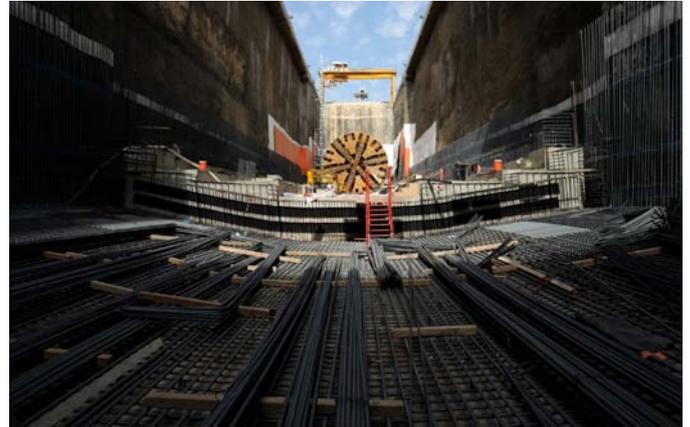
El diseño de las 9 Estaciones Enterradas de la Línea 3 de Metro de Riyadh se rige fundamentalmente por dos motivos:

- La actual configuración del tráfico peatonal y rodado, donde a la reducida anchura de algunas calles hay que añadir la necesidad de mantener una separación adecuada entre las obras de construcción y los edificios existentes, con la mínima interferencia posible.
- Máxima prefabricación posible, sin elementos postesados.

Las Estaciones Profundas son las más representativas de las Estaciones Enterradas. Están formadas por cuatro niveles subterráneos (más la cubierta) que constituyen la caja profunda (150 m de longitud y anchura de 20-25 m), donde un atrio central configura el flujo peatonal. Conectados con la caja, se han diseñado diversos módulos más superficiales que incluyen salas técnicas o accesos.

El sistema constructivo es bottom-up, en la mayoría de los casos con una excavación abierta en roca de hasta 35 m. Sin embargo, en la estación 3E1, debido a la existencia de estratos de suelos de bastante potencia, muy arenosos y situados a varios niveles, se ha diseñado una pantalla continua de pilotes secantes con tres niveles de sostenimiento (dos niveles de puntales y un tercero de anclajes activos). En el análisis detallado del proceso constructivo se han considerado todas las fases de apeo y desapeo.

La losa inferior es una contrabóveda de hormigón armado de 2 m de canto, con juntas de contracción intermedias cada 30-40 m que permiten controlar esfuerzos y desplazamientos. Se han diseñado llaves de cortante continuas que transmiten los esfuerzos axiales a la roca garantizando un correcto funcionamiento estructural frente a las presiones de agua (mecanismo arco).



Trabajos de construcción de una estación profunda (fase de ejecución de la contrabóveda)

En la zona central de la estación, con grandes luces sin ningún elemento de sostenimiento, los muros laterales son de hormigón armado de 1,50 m de espesor. En las zonas laterales el espesor es variable (1,40-0,80 m) adaptándose a la ley de empujes y permitiendo el apoyo de las vigas prefabricadas en primera fase.

Los forjados intermedios y de cubierta se han diseñado con vigas prefabricadas pretensadas y losas de compresión in-situ, teniendo en cuenta los requisitos arquitectónicos y técnicos. En una primera fase, las vigas prefabricadas trabajan simplemente apoyadas, soportando los esfuerzos debidos al peso propio y al peso de la losa superior. Una vez que el hormigón de primera fase ha endurecido, la sección mixta final se empotra en los muros laterales, cambiando el sistema estructural.

216. NUEVO POLIDEPORTIVO Y RESIDENCIA EN EL COLEGIO DEL BUEN CONSEJO EN MADRID

NEW SPORTS CENTER AND RESIDENCE AT BUEN CONSEJO COLLEGE IN MADRID

Fabiola Pierantoni Silva. Dirección Técnica. DRAGADOS. Ingeniera.
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. fpierantonisi@dragados.com

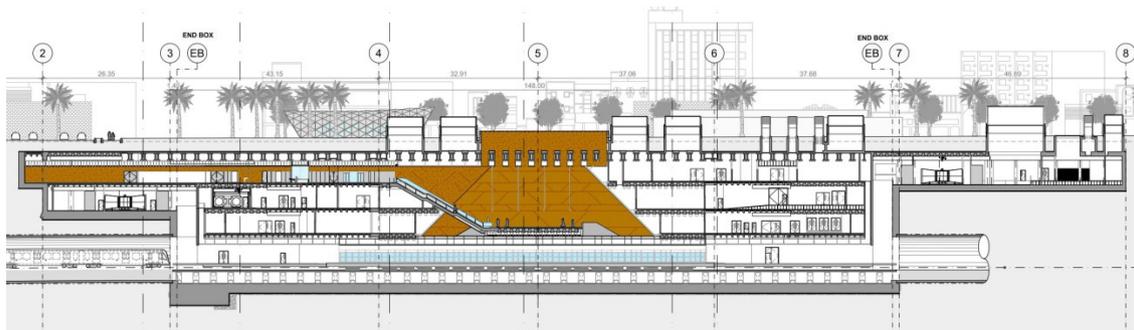
Susana Jareño Cobo. Dirección Técnica. DRAGADOS. Ingeniera.
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. sjarenoc@dragados.com

Javier de Leyva Rojo. Valladares Ingeniería. Director del Área
de Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

jleyva@i-valladares.com

Javier Castellanos Paniza. Valladares Ingeniería. Jefe del Departamento
de Estructuras. Arquitecto Técnico. jcastellanos@i-valladares.com

M.ª Mercedes Madrid Ramos. Dirección Técnica DRAGADOS. Jefa
de Servicio de Estructuras de Edificación. Ingeniera de Caminos,
Canales y Puertos. mmadrid@dragados.com



Sección longitudinal tipo de una estación profunda

Vigas postesadas, losa pilotada, pantalla de pilotes, procedimiento constructivo, anclajes cortos.

Post-tension beams, short anchorages, piles retaining wall, constructive procedure, piled slab.

Las actuaciones realizadas en el Colegio Nuestra Señora del Buen Consejo en Madrid comprendieron la ejecución de un nuevo Polideportivo y un Edificio para albergar un auditorio y una residencia. La parcela del Colegio, entre las calles Beatriz de Bobadilla y Juan Montalvo de Madrid, queda parcialmente encima de la estación de Metro Guzmán el Bueno de la línea 7. Esta interferencia junto con la necesidad de salvar grandes luces en Polideportivo y Auditorio condicionó desde el inicio las soluciones estructurales que adoptó el Proyecto, y requirió posteriores adaptaciones del procedimiento constructivo.

El polideportivo queda enterrado unos 10 m en el terreno, y su cubierta está resuelta mediante vigas postesadas de canto variable y hasta 45 m de luz. El forjado de cubierta, que sirve de nuevo patio, se resolvió mediante prelosas apoyadas en las grandes vigas. Estas vigas, encofradas sobre el terreno permitieron, previo a la excavación, el arriostamiento en cabeza de la contención perimetral resuelta mediante pantalla de pilotes. Aquellos pilotes que sustentan las vigas de cubierta alcanzan unas longitudes de hasta 40 m. Dentro del recinto, la cimentación de los graderíos queda resuelta mediante micropilotes.

Adosado a este nuevo polideportivo se sitúa el edificio de nueva construcción, que consta de un bloque de aulas con dos plantas de sótano, y un bloque de dos sótanos y cuatro niveles sobre rasante, para aparcamiento y Residencia. En la Planta baja de éste último se dispuso un auditorio, que consigue un espacio libre de pilares gracias a unas vigas postesadas de 22 m de luz, que apean a los pilares que soportan las plantas superiores.

Las características del terreno obligaban a una solución de cimentación profunda mediante pilotes de diámetros 45 a 85 cm, con longitud de más de 20 m de profundidad, y arriostados en cabeza mediante una losa de 30 cm. En la zona de afección a la estación de Metro, se recurre a una solución de losa de 75cm de espesor apoyada en pilotes de 55 cm de diámetro y situados según una malla de $2,5 \times 2,5$ m, con el fin de conseguir el máximo reparto de la carga y que los pilotes se quedaran a una distancia de seguridad de las estructuras del metro. Los anclajes provisionales de la contención perimetral también vieron limitada su longitud para garantizar una distancia de 5 m a las estructuras del metro.



Figura 1. Ejecución vigas cubierta polideportivo



Figura 2. Vista interior polideportivo

217. PROYECTO ITER. OPERACIÓN DE IZADO DE LA CUBIERTA DEL EDIFICIO DE ENSAMBLAJE

ITER PROJECT-HEAVY LIFT OPERATION OF THE ROOFING IN THE ASSEMBLY HALL BUILDING

Jordi Málaga Sallés. Ferrovial Agroman SA. Other Buildings Agent ITER-TB03. Ingeniero de Caminos. jmalaga@ferrovial.es
 Oriol Ribas Escola. Ferrovial Agroman SA. ITER TB03 Deputy Project Director. Ingeniero de Caminos. oribas@ferrovial.com
 Claudio Rocha. Martifer. Deputy Manager. Ingeniero de Caminos. claudio.rocha@martifer.com
 José Miguel Gómez Rodríguez. Ferrovial Agroman SA. Design Coordinator. Ingeniero de Caminos. jmgomez@ferrovial.com
 David Rebozo Colmenero. Ferrovial Agroman SA. Other Building Site Engineer ITER-TB03. Arquitecto Técnico. dreboso@ferrovial.com

Izado, cubierta, gatos hidráulicos, Iter, estructuras temporales.

Lifting, Roofing, Hydraulic Jacks, Iter, temporary structures.

El edificio de Ensamblaje en el proyecto ITER es un edificio adyacente al edificio principal del reactor (Tokamak), destinado a las actividades de pre-ensamblaje de los pesados componentes del reactor, antes de ser transportadas dentro del edificio Tokamak donde serán instalados. En este extenso taller se ubicarán equipos especiales hechos a medida para las operaciones de ensamblaje, así como dos puentes grúas de



Operación de izado en marcha



Operación de izado completada

750 toneladas que recorrerán la longitud del edificio y que conectarán con el Tokamak.

Este edificio está formado por una estructura metálica de unas 6.100 toneladas de peso, y sus dimensiones son aproximadamente de 56 m × 97 m en planta por una altura de 60 metros.

Con el objetivo de optimizar lo máximo posible la duración de los trabajos de construcción del edificio debido al estricto y corto plazo de tiempo para su construcción, después de realizar un estudio exhaustivo de las diferentes posibilidades de montaje de la cubierta, se decidió que la mejor opción era proceder al montaje a ras de suelo de la estructura metálica de la cubierta incluyendo sus pasarelas y los revestimientos de cubierta. Esta actividad terminaría aproximadamente a la misma vez que las columnas de fachadas de 60 m.

Todo este conjunto (con una superficie de 5.432 m² y de 717 toneladas de peso) sería elevado de una sola vez a su posición final con un sistema de 22 gatos hidráulicos sincronizados invertidos.

Cada fachada está formada por once columnas (compuestas por una columna interior y exterior). En la parte superior de las columnas se instaló el voladizo de cubierta adaptado para recibir la parte de cubierta izada. Para poder proveer el adecuado soporte de esta operación de izado se diseñó una estructura temporal para dar estabilidad y repartir las cargas resultantes de esta operación entre la columna interior y exterior, a la vez que se evitaba inducir esfuerzos verticales al voladizo de la estructura de cubierta. De esta forma se mantenían las deformaciones en un rango aceptable para poder realizar la futura conexión definitiva.

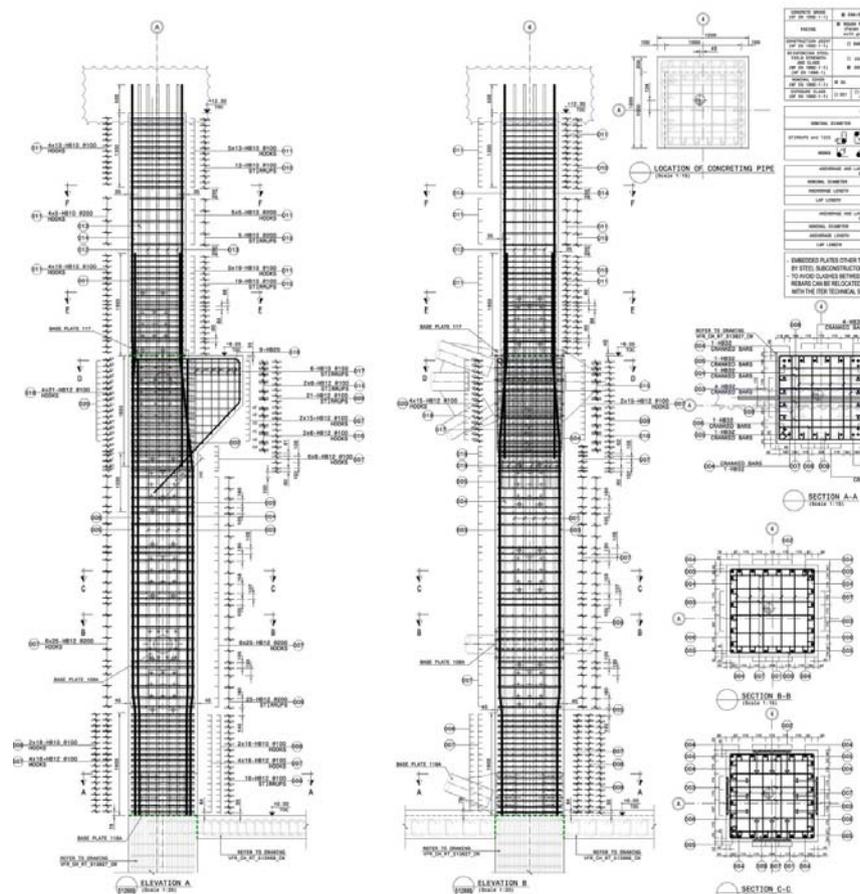
Durante la operación de ensamblaje de la cubierta en el suelo se añadieron estructuras temporales adicionales para proveerla de la suficiente rigidez para la operación de izado, así como vigas de refuerzo en cada punto de izado.

Cuando la cubierta alcanzó la posición final, se fijaron las conexiones finales, y tras las oportunas comprobaciones de calidad, se procedió a la transferencia de cargas del sistema hidráulico a las conexiones definitivas.

221. PROYECTO ITER. DISEÑO Y PUESTA EN OBRA DE LOS PILARES DE HORMIGÓN ARMADO EN EL EDIFICIO DE CRIOGENIZACIÓN (CRYOPLANT)

ITER PROJECT. DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE REINFORCED CONCRETE COLUMNS IN THE CRYOPLANT BUILDING

José Miguel Gómez Rodríguez. Ferrovial Agroman SA. Design Coordinator. Ingeniero de Caminos. jmgomez@ferrovial.com



Alzados típicos de armadura en pilar de fachada con secciones transversales

Fernando Bravo Notario. Fhecor. Jefe de Equipo. Ingeniero de Caminos. fbn@fhecor.es
 Carlos Aníbal Rodríguez Pardo. Ferrovial Agroman SA. Jefe de Obra. Ingeniero de Caminos. c.rodriguez@ferrovial.com
 Sandra Álvarez Gutiérrez. Fhecor. Ingeniera de Proyecto. Ingeniera de la Edificación. sag@fhecor.es

Pilares, placas embebidas, coordinación, hormigón, detalles.

Columns, embedded plates, coordination, concrete, detailing.

Los pilares de esta nave industrial del complejo ITER han supuesto un gran reto desde las primeras etapas de diseño hasta su puesta en obra. Las altas cargas impuestas que se han tenido que considerar así como la gran cantidad de elementos embebidos y los condicionantes impuestos por el proceso constructivo han convertido a estos elementos estructurales en un complicado puzle hasta el final de su construcción.

El edificio Cryoplant forma parte del complejo tecnológico ITER que se desarrolla actualmente en el sur de Francia. Consiste en una amplia nave de 20 metros de alto, 45 de ancho y 120 de largo. Alojará el sistema de refrigeración más grande del mundo, capaz de reducir la temperatura de 150.000.000 °C alrededor del núcleo de fusión.

El esquema estructural básico consiste en pórticos de dos vanos desiguales cada 7,5 metros con pilares de hormigón armado y celosías metálicas de cubierta. En sentido perpendicular a los pórticos se disponen arriostramientos mediante cruces metálicas de san Andrés, así como muros de hormigón. A unos 8 m de altura irán unas ménsulas para soportar dos puentes grúa.

El complejo se encuentra ubicado dentro de una zona sísmica y los requisitos derivados del uso de la edificación (nuclear) suponen una serie de condicionantes importantes a tener en cuenta en el diseño y construcción.

Los pilares tienen una sección de 120 × 120 cm² hasta el nivel de las ménsulas donde se reduce a 100 × 100 cm² hasta su coronación. Los pilares se encuentran altamente armados debido a las potentes cargas horizontales impuestas y presentan una alta concentración de placas y otros elementos embebidos para conexiones con la estructura metálica principal (arriostramientos y vigas cubierta), estructura secundaria (vigas carril y perfiles para conformar huecos en fachada), así como numerosas placas requeridas por el cliente para su uso en una fase posterior.

El proceso constructivo es un factor a tener en cuenta. La utilización de unos encofrados metálicos a medida impide la disposición de cualquier elemento que sobresalga de la sección del pilar. La posición de las juntas de hormigonado influye en el despiece de la armadura e implica en muchos casos la incorporación de conectadores.



Pilares ferrallados y montados, preparados para su encofrado y hormigonado

La presentación tratará de mostrar cada uno de los principales detalles particulares y las soluciones adoptadas para resolver cada caso.

245. ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO COMERCIAL PARA INDITEX EN LA C/ COMPOSTELA (A CORUÑA)

STRUCTURAL DESIGN FOR A COMERCIAL BUILDING FOR INDITEX IN C/COMPOSTELA (A CORUÑA)

José Antonio González Meijide. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. meijide@temha.com

Arturo Antón Casado. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. anton@temha.com

Jesús José Corbal Álvarez. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. corbal@temha.com

Rehabilitación, estructura arquitectónica, Proceso constructivo, Apeo fachada, estructura mixta.

Rehabilitation, Architectonic structure, Constructive process, Facade, composite structure.

Se trata de la estructura para un nuevo edificio comercial situado entre las C/Compostela y C/Sánchez Bregua en la ciudad de A Coruña. El nuevo edificio se dispone en el espacio anteriormente ocupado por cuatro edificios existentes independientes, con fachadas a distintas calles.

Los condicionantes principales en el diseño estructural son respetar las ventanas y fachadas en ambas calles, que por tratarse de edificios en calles distintas y a distinta cota, implica una modulación de alturas que requiere forjados de canto muy reducido. Por otro lado, la existencia de las antiguas murallas de la ciudad, protegidas por patrimonio, en los sótanos impide la disposición de cimentaciones en una zona amplia de la planta del edificio.

La estructura del edificio se resuelve mediante estructura metálica, con pilares y vigas de acero estructural.

En la zona de la calle Sánchez Bregua, próxima a la muralla, las cimentaciones se concentran en el perímetro de la parcela, adosadas a los muros de medianera, evitando apoyos en la zona central del edificio para no afectar a las murallas. Se disponen encepados de micro-



Vista general de la estructura



Detalle celosías en planta sexta

pilotes en el contorno del edificio, que reciben las cargas de la estructura principal.

La estructura metálica se configura mediante unos pórticos que apoyan en los encepados situados en las medianeras, con una luz libre de aproximadamente 15,0 m. Se dispone una celosía de 3,0 m de canto, situada con su cordón superior en la planta de cubierta y su cordón inferior en la planta sexta, que permite salvar esta luz estructural. Desde dicha celosía, se cuelgan dos tirantes intermedios, que dan soporte al resto de plantas, siendo la luz de trabajo de los elementos de cada planta la distancia entre dichos tirantes de 7,50 m. En la dirección perpendicular a los pórticos, se disponen correas que soportan los forjados. Con esta configuración, los apoyos intermedios de los forjados no transmiten directamente sus acciones al terreno, lo que permite evitar la afección a las murallas.

Se disponen forjados mixtos con chapa colaborante de 0,12 m de canto. Las correas que soportan los forjados tienen luces de hasta 7,5 m con 0,25 m de canto máximo y reducción de canto a tan solo 7 cm bajo forjado.

El diseño arquitectónico del edificio ha sido realizado por Elsa Urquijo Arquitectos.

251. NUEVA SEDE DEL BANCO POPULAR FASE II. SALÓN DE ACTOS

NEW HEADQUARTERS BANCO POPULAR. AUDITORIUM

Jesús M. Cerezo Miguel. ENAR. Envoltentes Arquitectónicas. Director Gerente. Dr. Arquitecto. jcerezo@enar.pro

Vidrio estructural, vidrio laminado, costillas, transparencia.

Structural glass, laminated glass, glass fins, transparency.

El salón de Actos de la Nueva Sede del Banco Popular en Madrid se presenta como una gran caja de vidrio en el interior del edificio con fachada tanto al interior como al exterior cubierto en su totalidad por un forjado superior, permitiendo transparencia y comunicación entre los espacios.

La fachada del salón de actos se compone de una doble piel estructural de vidrio sin ningún elemento adicional de soportación de otro material, con una altura total de 9,50 m entre forjados.



Figura 1. Vista desde el interior con elementos de protección



Figura 2. Vista del montaje desde el interior

La doble piel está formada por un vidrio exterior laminado de dimensiones 2,60 m × 9,50 m y un vidrio interior de las mismas dimensiones separado del anterior 70 cm y conectados por una costilla perpendicular de 7,70 m que hace colaborar estructuralmente el conjunto de ambas pieles mediante un pegado estructural. Las costillas no llegan a la altura completa del cerramiento para permitir los pasos de limpieza por la parte superior, así como para garantizar la climatización homogénea de todo el cerramiento.

Toda la fachada y las costillas se encuentran apoyadas en la parte inferior, y se estabilizan en la parte superior ante esfuerzos horizontales, aunque permiten el movimiento vertical en dicho punto, para independizar las posibles deformaciones del forjado superior.

254. RETOS EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL HOSPITAL DE EL SALVADOR EN SANTIAGO DE CHILE

SANTIAGO DE CHILE, EL SALVADOR HOSPITAL, SEISMIC DESIGN CHALLENGES

José Roberto Marín Sampalo. Euroestudios S.L. Ingeniero de Estructuras. Máster Ing. Sísmica. r.marin@euroestudios.es
Ignacio López Picasso. Euroestudios S.L. Jefe Estructuras. Ingeniero de Caminos. i.lopez@euroestudios.es

Manuel de la Cal Manteca. Euroestudios S.L. Ingeniero de Estructuras. Arquitecto. manuel.delacal@euroestudios.es

Diseño sísmico, Aislamiento de base, optimización, Desempeño estructural, innovación.

Seismic Design, Base isolation, optimization, structural performance, innovation.

Diseñar una infraestructura de importancia estratégica, con un especial cuidado en asegurar su uso inmediato con posterioridad a un terremoto, en una zona de tan alta sismicidad, supone un gran reto técnico. Sin embargo, a las dificultades de diseño y cálculo se añaden las derivadas de plantear soluciones con cierto carácter innovador en un entorno donde el diseño estructural suele estar dirigido por estrictas directrices que abarcan todo el espectro disciplinar, desde los diseños preliminares a la representación gráfica.

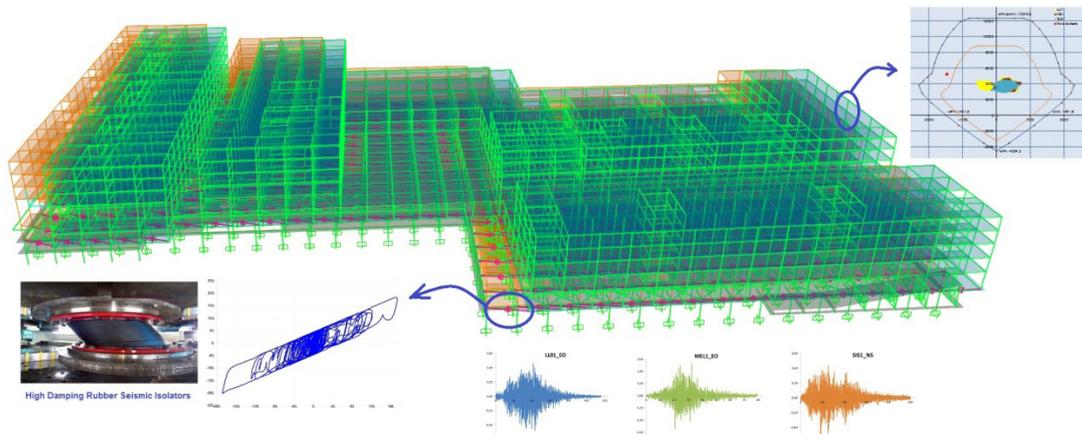
La estructura del edificio de unos 125.000 m² se diseña incluyendo un sistema de aislamiento sísmico constituido por una combinación de dispositivos de goma de alto amortiguamiento y deslizadores. Se ajusta el conjunto de las unidades de aislación para reducir la deman-

da de ductilidad sobre la superestructura lo suficiente como para esperar un comportamiento totalmente elástico.

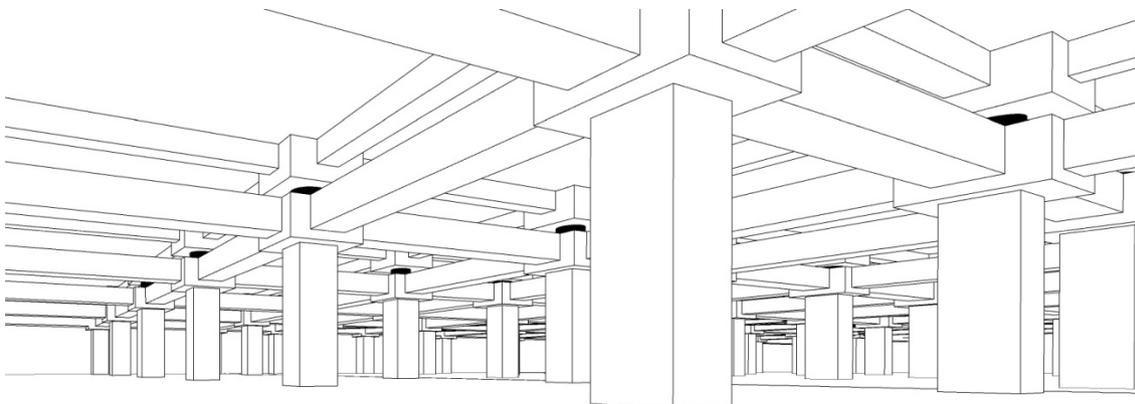
Sin embargo, y a pesar de la radical reducción de la acción sísmica a soportar proporcionada por el preciso diseño del aislamiento de base, el diseño de la super-estructura de hormigón se penaliza seriamente no solo por la aplicación de directrices normativas muy exigentes si no que, además, diferentes agentes nacionales implicados en el diseño, reclaman restricciones extra que mitiguen sus reticencias a aceptar soluciones inusuales en el contexto regional del proyecto.

Se muestra el desarrollo técnico de soluciones estructurales cruciales en el proyecto, entre las que destacan los forjados aligerados prácticamente ausentes de vigas descolgadas, desde su concepción estructural a su comprobación pormenorizada, pasando por su adaptación a la normativa nacional y a las exigencias de verificación adicionales exigidas.

Finalmente, se reflexiona acerca de las posibilidades que ofrece la aplicación de nuevas tecnologías en el diseño estructural y de la importancia de entender y armonizar correctamente con sus principios fundacionales, para evitar la aplicación de restricciones innecesarias y comprobaciones redundantes que no hacen si no entorpecer la aceptación de estrategias de diseño que pueden ofrecer un desempeño estructural superior al habitual.



Cálculo dinámico del Hospital de El Salvador con aisladores de base



Vista del sistema de aislación desde el nivel de sótano

256. ELEMENTOS DE SOMBREAMIENTO DE MATERIALES COMPUESTOS

SHADING ELEMENTS OF COMPOSITE

Miguel Ángel Núñez Díaz. ENAR. Envoltentes Arquitectónicas S.L.
Director de Proyectos. Dr. Arquitecto. manukez@enar.pro

Composite, resinas, lamas, sombreado.

Composite, resins, fins, louvres, shading.

Actualmente se está incrementando la investigación en nuevos materiales para su aplicación en la construcción. Dentro de ellos podemos encontrar el composite, como material compuesto por resinas y tejidos que le aportan resistencia. Este material posee como principales características la ligereza, la resistencia, el buen comportamiento ante la corrosión y la posibilidad de realizar piezas con formas complejas y de grandes dimensiones sin juntas.

Como ejemplo de utilización de este material en fachada se puede distinguir la nueva sede del BBVA en Madrid y la nueva sede del Banco Popular en Madrid.

En el primero se han realizado unas lamas de sombreado de grandes dimensiones de este material para su colocación a 90 m de altura, en la que se deben resistir fuertes esfuerzos de viento y es necesaria la colocación de elementos ligeros para una fácil instalación y montaje.

En el segundo se han colocado unas lamas horizontales tubulares con el mismo acabado que la cerámica pero con la ausencia de elementos frágiles en fachada que obliguen a colocar elementos de seguridad ante caída.

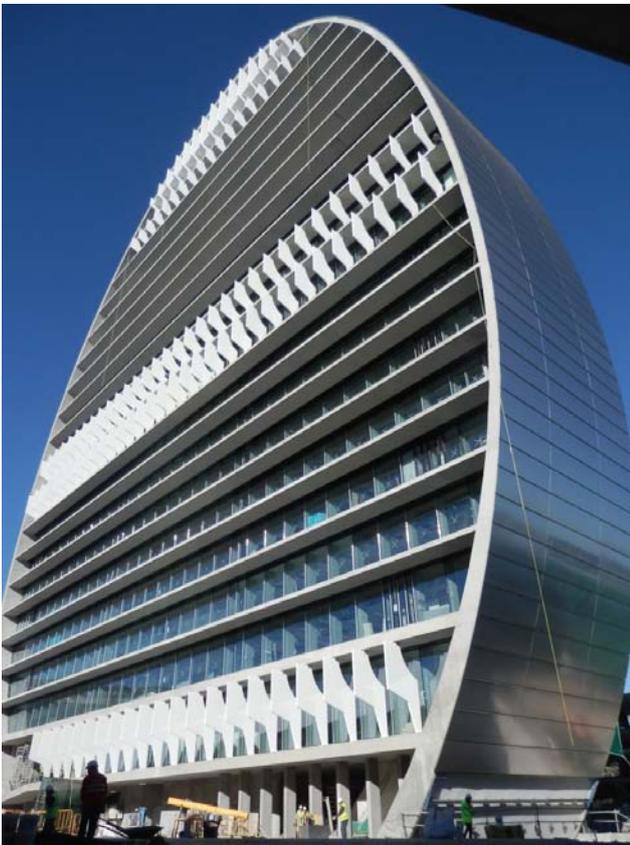


Figura 1. Nueva Sede BBVA Madrid



Figura 2. Nueva Sede Banco Popular

261. PROYECTO ESTRUCTURAL DE LAS ESTACIONES DE LA RED LINE SOUTH DEL METRO DE DOHA, QATAR

STRUCTURAL DESIGN OF METRO STATIONS OF DOHA RED LINE SOUTH, QATAR

Pietro Bartalotta. MC2, Estudio de Ingeniería. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos. pietro.bartalotta@mc2.es
Alejandro Yustres Real. MC2, Estudio de Ingeniería. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos. alejandroyustres@mc2.es
Borja Encinas Maldonado. MC2, Estudio de Ingeniería. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos. borja.encinas@mc2.es
Juan Carlos Alonso López. MC2, Estudio de Ingeniería. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos. juancarlos.alonso@mc2.es
Álvaro Serrano Corral. MC2, Estudio de Ingeniería. Director Técnico. Ingeniero de Caminos. alvaro.serrano@mc2.es

Estructura de hormigón, durabilidad, recubrimiento, bielas y tirantes, cimentaciones pilotadas, estructura metálica, apoyos mecanizados, cubierta, celosía metálica.

La realización de tres estaciones de metro (Economic Zone, Ras Bu Fontas, Al Wakra) forma parte del proyecto de construcción de la nueva línea de metro elevado Red Line South de Doha, en Qatar. Dentro del conjunto de obras a realizar, se describen con detalle las estructuras de hormigón, enfocando la atención en sus requerimientos y en el análisis realizado para algunos elementos peculiares.

Cada estación tiene una configuración arquitectónica y estructural diferente, debido a la posición relativa entre las dos vías del metro o a las fases constructivas de futuras carreteras cercanas. La estación de Ras Bu Fontas se caracteriza por tener las vías del metro a dos niveles diferentes, con una losa de cimentación directa desde la cual arrancan unos pórticos de hormigón, dispuestos cada 10 metros y transversales al eje del metro (fig. 1) y una estructura secundaria de vigas mixtas o placas alveolares para realizar los forjados.

La estación de Economic Zone presenta una solución tipo con las dos vías del metro elevadas y al mismo nivel, con una solución estructural similar a RBF, pero con pórticos cada 20 metros. Entre dichos pórticos, la estructura de forjados se compone de una estructura metálica de celosías o vigas secundarias.

Finalmente el diseño de la estación de Al Wakra tiene que considerar que, con el metro operativo, se construirán dos túneles para carre-



Ras Bu Fontas. Sección tipo de pórtico transversal, con una dirección del metro abajo a la izquierda



Al Wakra. Vista de la pila por encima de la cual se desarrolla el forjado y el pórtico transversal

terras, uno a cada lado de la estación, que incluso se superponen a la huella de la estación misma. Para poder permitir una excavación al aire libre hasta llegar a unos 8 metros por debajo del nivel actual del terreno, la solución final ha sido realizar una cimentación pilotada, desde la cual arranca un fuste y unas vigas en voladizos que recogen los pórticos de hormigón que formalizan la estación (fig. 2) con una solución de forjados similar a EZ.

Un factor muy determinante en el diseño fue la durabilidad, pues por requerimiento de Qatar Rail la vida útil del edificio debía ser 120 años, hecho muy relevante en un entorno con unas condiciones ambientales muy agresivas (temperatura, cercanía al mar y agresividad del terreno). Entre otros efectos se evidencian los elevados recubrimientos y la fisuración temprana, no muy habitual en España.

Otras particularidades del proyecto han sido la consideración de la robustez en el diseño, el análisis de fases constructivas en Al Wakra y de las diferentes regiones "D" de los pórticos.

264. ELEMENTOS METÁLICOS SINGULARES DE LAS ESTACIONES DE LA RED LINE SOUTH DEL METRO DE DOHA, QATAR

STEEL STRUCTURES OF METRO STATIONS OF DOHA RED LINE SOUTH, QATAR

Pietro Bartalotta. MC2, Estudio de Ingeniería. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos. pietro.bartalotta@mc2.es
Alejandro Yustres Real. MC2, Estudio de Ingeniería. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos. alejandroyustres@mc2.es

Ángel Vidal Vacas. MC2, Estudio de Ingeniería. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos. angel.vidal@mc2.es
Alberto Curbelo Díaz. MC2, Estudio de Ingeniería. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos. alberto.curbelo@mc2.es
Álvaro Serrano Corral. MC2, Estudio de Ingeniería. Director Técnico. Ingeniero de Caminos. alvaro.serrano@mc2.es

Estructura metálica, apoyos mecanizados, cubierta, celosía metálica.

Steel structure, rocker bearings, roof, steel truss.

La realización de tres estaciones de metro (Economic Zone, Ras Bu Fontas, Al Wakra) forma parte del proyecto de construcción de la nueva línea de metro elevado Red Line South de Doha, en Qatar. Dentro del conjunto de obras a realizar, se describen con detalle las estructuras metálicas o mixtas, enfocando la atención en sus requerimientos y en el análisis realizado para algunos elementos peculiares.

El esqueleto estructural de todas las estaciones está constituido por unos pórticos de hormigón, mientras que en general se reserva la solución metálica para realizar los forjados y resolver los vanos de grandes luces. Por ejemplo, en las estaciones de Economic Zone y Al Wakra los pórticos de hormigón distan 20 metros y se han dispuesto dos celosías longitudinales cuyo canto coincide con la distancia entre forjados (fig. 1). De esta forma las vigas secundarias del forjado mixto se apoyan en los dos cordones, superior e inferior, y al mismo tiempo la losa mixta colabora con los cordones, además de arriostrarlos a pandeo.

En la coronación de todas las estaciones se ha realizado una cubierta metálica que cubre la última planta de acceso público y, en algunas estaciones, también las vías del metro. La estructura principal está constituida por unos pórticos transversales de altura variable cada 20 metros, algunos de ellos en forma de arco. Longitudinalmente se resuelve con potentes vigas entre pórticos, a las



Al Wakra. Vista de la celosía 3D para realizar el voladizo al final de la estación



Vista general de la cubierta de estación

cuales se añaden puntales en algunas zonas para dar más rigidez al conjunto, como es el caso de los voladizos, los cual tiene una luz máxima de 23 metros. La geometría variable del acabado junto con este gran voladizo hizo necesario un detallado análisis del viento en la cubierta.

Cabe mencionar que ciertos requerimientos del cliente han influido sustancialmente el diseño, como la resistencia a fuego de 3 horas, así como los importantes requerimientos de durabilidad, para lo cual, ha sido necesario diseñar apoyos mecanizados articulados de acero inoxidable en dos zonas específicas:

- Apoyo de las vigas prefabricadas del primer nivel en la estación de Al Wakra.
- Apoyos de la cubierta en los elementos de hormigón, realizando materialmente una rotula con topes laterales, con la finalidad de evitar transmitir momentos flectores elevados a la estructura de hormigón.

269. FINANSPARKEN BJERGSTED, STAVANGER: UN INNOVADOR EDIFICIO DE OFICINAS CON ESTRUCTURA DE MADERA

FINANSPARKEN BJERGSTED, STAVANGER: AN INNOVATIVE TIMBER-FRAMED OFFICE BUILDING

Gaute Mo. Degree of Freedom Engineers. Socio/Director.

MSc Sivilingeniør ICCP. g.mo@dofengineers.com

Mario Rando. Degree of Freedom Engineers. Ingeniero Senior.

MSc ETSIIM. m.rando@dofengineers.com

Katie Overton. Degree of Freedom Engineers. Ingeniera Senior.

MSc MStructE. k.overton@dofengineers.com

Fernando Ibáñez Climent. Degree of Freedom Engineers. Socio/Director.

MSc ICCP. f.ibanez@dofengineers.com

Manuel Sánchez-Solís Rabadán. Degree of Freedom Engineers.

Ingeniero. MSc ICCP. m.sanchez@dofengineers.com

BIM, Uniones de madera, Glulam, Madera LVL, Forjado CLT.

BIM, Timber Connections, Glulam, LVL timber, CLT slab.

Degree of Freedom ha colaborado con los arquitectos Helen & Hard y SAAHA para diseñar un edificio sostenible, eficiente e innovador para el nuevo cuartel general del Sparebank1 en Stavanger, Noruega. El proyecto, actualmente en la fase de diseño de detalle en el marco de un contrato de proyecto y obra, se espera que empiece a construirse en 2017.

El sistema estructural por encima del nivel del terreno utiliza madera estructural como el principal elemento portante, un material



Figura 1. Uso actual de la madera como elementos estructurales

autóctono natural, renovable y fácilmente accesible. Los forjados son de paneles de madera contralaminada (CLT) apoyados sobre vigas y columnas de madera laminada encolada (glulam). Por requisitos de resistencia y complejas geometrías también se ha recurrido al uso de madera microlaminada (LVL) para algunos elementos.

Los tres niveles de cimentación y los cuatro núcleos de comunicación y servicios son de hormigón armado.

Los elementos de madera están trabados y tratados para ganar resistencia y se prefabrican con estrictas tolerancias para un rápido ensamblaje. Las vigas son conformadas y fabricadas con aperturas para ajustarse tanto a las instalaciones como a los requisitos estéticos arquitectónicos.

Una propiedad intrínseca de los elementos de madera estructural es su buen y predecible comportamiento ante el fuego, lo que ha permitido que todos los elementos portantes principales se hayan podido diseñar para garantizar una resistencia al fuego de 90 minutos, cumpliendo así con las exigencias de la normativa.

Probablemente la parte más innovadora del diseño es que todas las uniones entre los elementos estructurales principales son también de madera, utilizando entre otros, pasadores de madera de alta resistencia. Las conexiones son capaces de transmitir todas las fuerzas necesarias generalmente por contacto directo entre dos elementos de madera. Dada la alta calidad y estrictas tolerancias en la fabricación de los componentes de madera, las uniones pueden ejecutarse con un alto grado de precisión y seguridad.

Por otro lado, el proyecto se realiza de forma íntegra con tecnología BIM. Esto incluye la definición completa de la geometría de los elementos de madera en el modelo 3D para su fabricación.

275. PROYECTO ITER. BIM EN DETALLES DE ARMADURA PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN BAJO SEGURIDAD NUCLEAR

ITER PROJECT-BIM IN REINFORCING STEEL DETAILS FOR NUCLEAR SAFETY RELATED CONCRETE STRUCTURES

Alberto Caballero Ruiz. Ferroviario Agroman SA. Design Coordinator.

Ingeniero de Caminos. alberto.caballero@ferrovial.com

José Miguel Gómez Rodríguez. Ferroviario Agroman SA. Design

Coordinator. Ingeniero de Caminos. jmgomez@ferrovial.com

Felipe Quiroz. ID & BIM. Jefe de Equipo BIM. Ingeniero.

felipe.quiroz@idandbim.net

María José Martín Fernández. Ferroviario Agroman SA. Design

Coordinator. Ingeniera de Caminos. mjmartin@ferrovial.com

BIM, nuclear, sísmico, explosión, despiece.

BIM, nuclear, seismic, blast, detailing.

ITER es un proyecto internacional para diseñar y construir un reactor de fusión experimental basado en el concepto 'tokamak'. Treinta y nueve edificios y áreas técnicas albergarán el ITER Tokamak y sus instalaciones

De acuerdo con los condicionantes especiales de este proyecto singular, tales como seguridad nuclear, resistencia a explosión, y efecto sísmico, hay bastante complejidad en el detallado de la armadura.

Los elementos de hormigón armado de varios edificios del ITER han sido modelados con BIM software, entre ellos:

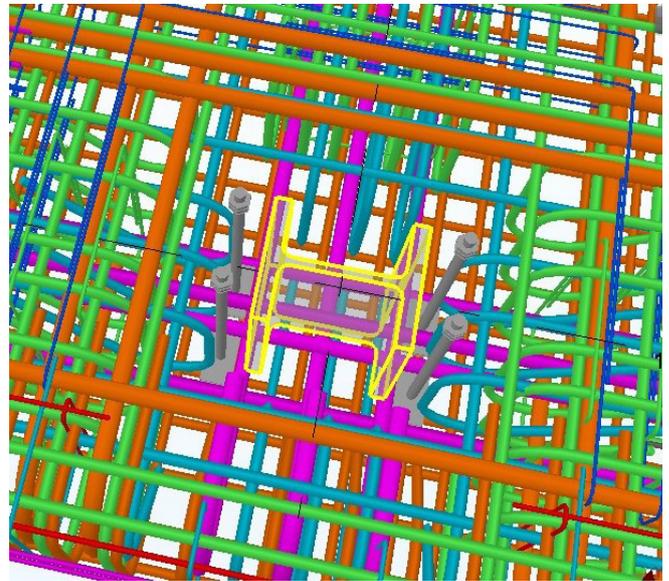
- Radio Frequency Building, el cual alojará los sistemas de calentamiento por radiación y transmisión de corriente. Los principales elementos de hormigón son:
 - Zapatas, vigas de cimentación y losa apoyada en el terreno.
 - Losas de hormigón sobre encofrado perdido de chapa de acero.
 - Cámara de instalaciones y estructura de ascensor, ambos con muros y losas de hormigón.
 - Anejo CCWS con vigas de cimentación, y pilares y vigas de hormigón.
- Cleaning Facility Building, donde el equipamiento del ITER se limpiará de cualquier impureza antes del ensamblaje.
 - El principal elemento de hormigón de este edificio es la losa de cimentación, con robustez suficiente para soportar las cargas ejercidas por ruedas de transportes pesados.

El uso de BIM software ha ayudado a alcanzar el alto nivel de precisión requerido. Esta herramienta ha demostrado ser muy útil para garantizar que la congestión de armado no afecta a la facilidad constructiva, particularmente en detalles complicados tales como:

- Posición de juntas de construcción y su influencia en la disposición de armadura.
- Pernos de anclaje y llaves de cortante para conectar pilar metálico con cimentación.
- Anclaje y solape de barras de gran diámetro con armadura transversal.
- Encuentros viga de atado-zapata y viga-pilar.
- Juntas de dilatación y juntas impermeables para estructuras impermeables.
- Armado de atado en intersecciones entre muros o entre muros y losas.



Detalle en obra de conexión con llave de cortante



Detalle en BIM de conexión con llave de cortante

Algunos principios del detallado de armadura son los siguientes:

- Patillas a 135 grados en barras ancladas: §2.4.3.5.3 AFPS guide.
- Armado de confinamiento alrededor de llaves de cortante: §2.3.4.5.5 AFPS guide.
- Armado longitudinal anclado en zapatas: §5.4.1.2 NF EN 1998-5.
- Armado transversal en zonas críticas: §5.4.3.1.2 NF EN 1998-1.
- Armado transversal en zona de solape: §5.6.3 NF EN 1998-1.
- Cercos y atados transversales en regiones críticas: §5.4.3.2.2 NF EN 1998-1.
- Patillas de arranques dobladas hacia el núcleo confinado: §5.8.3 NF EN 1998-1.
- Refuerzo de atado en intersecciones de muros y losas: §4.9.1 I-SDCB.

283. APLICACIÓN DE UN PÓRTICO ESTRUCTURAL HÍBRIDO TIPO SKELSION A UNA NAVE INDUSTRIAL

SKELSION HYBRID FRAME APPLICATION TO AN INDUSTRIAL BUILDING

Gonzalo Goberna Pérez. Gmasp Ingeniería y Arquitectura. Socio Fundador. Ingeniero Industrial. ggoberna@gmasp.es

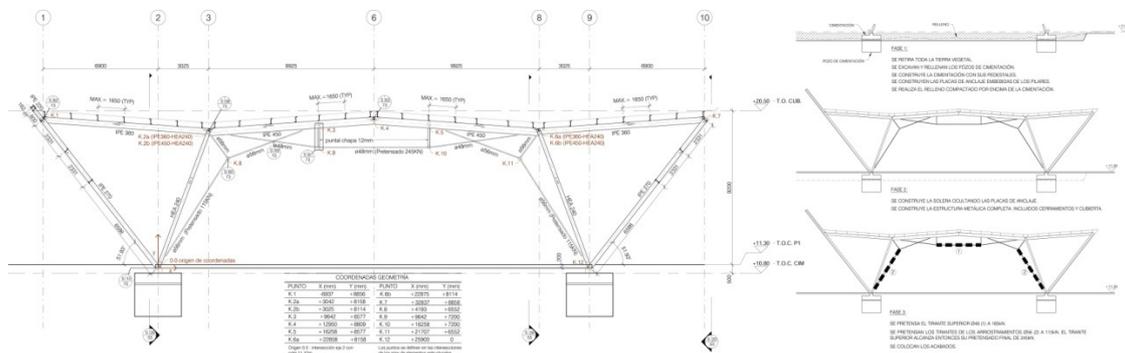
María del Mar Goberna Pérez. Gmasp Ingeniería y Arquitectura. Socia Fundadora. Arquitecta. mgoberna@gmasp.es

Diego Velayos López. Gmasp Ingeniería y Arquitectura. Cálculo de Estructuras. Arquitecto. develayos@gmasp.es

Pórtico de acero híbrido, Skelsion, pretensado, optimización, estructura ligera.

Hybrid steel frame, Skelsion, prestress, optimization, light structure.

Este artículo presenta el proyecto para una nave industrial en el Parque Huelva Empresarial. La nave, de unos 26 m de luz, está destinada a ser un taller a la vez que concesionario y sala de exhibiciones de una prestigiosa marca de camiones. La principal condición del cliente era que la estructura fuera lo más económica posible y que cumpliera con los requisitos funcionales. Nuestra propuesta fue ofrecerle al cliente una solución de pórticos atirantados tipo "skelsion". Una solución poco convencional en el mundo de la arquitectura industrial pero estruc-



Plano del pórtico "Skelsion" mostrando la posición en coordenadas de los ejes y proceso constructivo



Detalle del pórtico "Skelsion" mostrando la esbeltez de los atirantamientos y los detalles de unión

turalmente muy interesante, estéticamente atractiva por su esbeltez y ligereza, a la vez que competitiva respecto a las soluciones habituales de pórticos de vigas.

Skelsion es un término que tiene su origen en la expresión inglesa de "skeleton in tension". Este término fue acuñado por el reconocido ingeniero japonés Dr. Masao Saitoh del Departamento de Arquitectura de la "Nihon University" en Japón.

Esta tipología combina el efecto de un pórtico de vigas atirantadas y arriostramientos pretensados, formando un pórtico muy esbelto y tremendamente eficaz frente a cargas horizontales como viento y sismo.

La nave industrial objeto de este proyecto es singular desde su nacimiento, ya que tanto la geometría como los cuidados acabados buscan generar un edificio singular como escaparate para la empresa promotora. La materialización del pórtico "Skelsion" conllevó demostrar al cliente que esta estructura no debía ser necesariamente más cara que una tradicional, para lo cual, se realizó un estudio comparativo de las diferentes soluciones estructurales aptas para resolver la singular geometría de la sección de la nave.

Tras vencer los prejuicios iniciales, el cálculo y proyecto de la geometría de la estructura, modelada con herramientas BIM, se realizó mediante un proceso iterativo de búsqueda de la forma ideal del pórtico tipo que contemplaba las interacciones entre los diferentes elementos de atirantamiento, lo que obligaba a contemplar el orden de construcción en todo el proceso de cálculo.

El resultado es una nave de una gran ligereza, con vigas de gran esbeltez que, gracias al sistema de atirantamiento y arriostramiento, proporcionan al esqueleto principal la rigidez necesaria para soportar todas las fuerzas, tanto horizontales como verticales que solicitan a la estructura. Se consigue lo que Masao Saitoh llamaba Arch-Neering Design, que consiste en aportar la impronta de la ingeniería en la obra arquitectónica consiguiendo de esta manera una obra con valor añadido.

291. REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL DE LA ANTIGUA SEDE DE BANESTO EN BARCELONA

STRUCTURAL RETROFITTING OF THE OLD BANESTO HEADQUARTERS IN BARCELONA

Luca Ceriani. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniero. Ingeniero de Caminos. luca.ceriani@mc2.es

Francisco José González Ramos. Betazul, S.A. Director Técnico. Dr. Ingeniero de Caminos. francisco@betazul.es

Álvaro Serrano Corral. MC2 Estudio de Ingeniería. Director Técnico. Ingeniero de Caminos. alvaro.serrano@mc2.es

Rehabilitación, refuerzo, fibra de carbono, confinamiento, eliminación soportes.

Structural rehabilitation and retrofitting, reinforcement, carbon fibre, confinement, columns removal.

La rehabilitación de la antigua sede de Banesto, ubicada en la Plaza de Cataluña en Barcelona, para albergar en el futuro usos hoteleros, refleja no solamente el interés que los edificios históricos situados en lugares emblemáticos despiertan a la hora de elegir la sede de una nueva inversión hotelera o comercial, sino también la necesidad de actuar en profundidad en las estructuras de dichos edificios para adaptarlos continuamente a sus nuevos usos.

El edificio, de planta trapezoidal, ocupa la totalidad de un solar de 1.200 m² y se compone de tres plantas sótano, una planta baja, siete

plantas sobre rasante y un torreón de cinco niveles, alcanzando una altura de casi 60 m sobre el nivel de la calle.

La estructura original es un sistema porticado en hormigón armado, con luces de entre 6 y 9,80 m entre pórticos, y forjados constituidos por losas nervadas con nervios de sección variable y capas de compresión de 10 cm de espesor. La estructura del torreón presenta diversos apeos resueltos con jácenas de hormigón para permitir el retranqueo en altura de las fachadas.

La adaptación del edificio al nuevo uso hotelero requirió una serie de intervenciones estructurales de diversa envergadura: eliminación de soportes existentes para permitir espacios más diáfanos; apertura y cierre de huecos en forjados debido a la modificación de los núcleos de comunicación vertical; refuerzo de losas nervadas para poder hacer frente a nuevas cargas (recrecidos, locales de instalaciones, una gran piscina en la azotea), etc.

La estructura requería, además, un tratamiento particular desde el punto de vista de la durabilidad que permitiera su 'puesta a cero' alcanzándose una vida útil de al menos 50 años, según la normativa.

Una extensa campaña de ensayos de caracterización de materiales y análisis de la estructura permitió realizar un diagnóstico riguroso del estado de la estructura y diseñar todas las actuaciones requeridas con el mejor conocimiento de la misma.

La rehabilitación de la estructura implicó las siguientes operaciones que se describen en la comunicación: saneamiento de superficies de

hormigón, pasivación de armaduras, aplicación de puentes de unión y capas de mortero de reparación, aplicación de inhibidores de corrosión, confinamiento de soportes mediante camisa de hormigón armado, refuerzo de cimentaciones directas de soportes apantallados y refuerzo de losas nervadas mediante recrecio de la capa de compresión, barras verticales pasantes para refuerzo a cortante y láminas de fibras de carbono para refuerzo a flexión.

292. GRAN TEATRO DE CASABLANCA

CASABLANCA GREAT THEATRE

Luca Ceriani. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniero. Ingeniero de Caminos. luca.ceriani@mc2.es

Pietro Bartalotta. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniero. Ingeniero de Caminos. pietro.bartalotta@mc2.es

Borja Encinas Maldonado. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniero. Ingeniero de Caminos. borja.encinas@mc2.es

Teatro, estructura volada, hormigón armado, fisuración, cercha metálica.

Theatre, cantilever structure, concrete structure, cracking, steel truss.



Vista general del edificio



Confinamiento de soporte de hormigón, emparrillado metálico de refuerzo y gateo

El Gran Teatro de Casablanca, ubicado en la plaza Mohammed V de la capital económica de Marruecos, constituye un icono arquitectónico y cultural en el marco del ambicioso proyecto de desarrollo de esta pujante metrópoli.

Concebido como lugar de referencia para el arte y la música, y diseñado por el arquitecto francés Christian de Portzamparc, premio Pritzker en 1994, en colaboración con el arquitecto local Rachid Andaloussi, el edificio está compuesto por varios pabellones, reminiscencia de una antigua medina.

Y es alrededor de este escenario que se articulan los edificios singulares objeto de esta presentación y en particular: los dos teatros principales, para 1800 y 600 personas respectivamente, y una galería atravesada por esbeltas pasarelas que vuelan entre núcleos y soportes inclinados.

La práctica totalidad de las estructuras se ha materializado mediante losas macizas y pantallas en hormigón armado, tipología que mejor podía adaptarse a la geometría extremadamente irregular, a los continuos cambios de nivel y a un esquema de huecos en continua evolución durante el proyecto.



Avance de las obras (vista del exterior)



Avance de las obras (vista de los balcones del Gran Teatro)

Las gradas de los anfiteatros están dominadas por unas pantallas radiales que soportan los palcos, dispuestos en abanico y caracterizados por grandes vuelos. Cada palco, o balcón, se materializa mediante una losa maciza inclinada, rigidizada por un peto y por unas vigas peraltadas de canto variable. En la zona trasera del balcón, dichas vigas se empotran elásticamente en una pareja de potentes dinteles en hormigón fuertemente armado, soportados por las pantallas radiales. La comprobación de este sistema estructural, en cuyos elementos se abrían huecos para el paso de las numerosas instalaciones, ha requerido un análisis detallado mediante un modelo 3D de elementos finitos evolutivo, que tuviera en cuenta los fenómenos de fisuración y

fluencia, para garantizar el control de las deformaciones de cada una de las estructuras voladas.

Las grandes puertas monumentales, con hojas de 11 m de ancho por 16 m de altura, se han resuelto mediante cerchas metálicas superpuestas formando un plano que gira alrededor de un eje principal, un mástil tubular apoyado en rótulas esféricas.

296. PROYECTO ITER. ANÁLISIS DE VIBRACIÓN DE LOS COMPRESORES EN EL EDIFICIO DE CRIOGENIZACIÓN (CRYOPLANT)

ITER PROJECT. VIBRATION ANALYSIS IN CRYOPLANT COMPRESSOR BUILDING

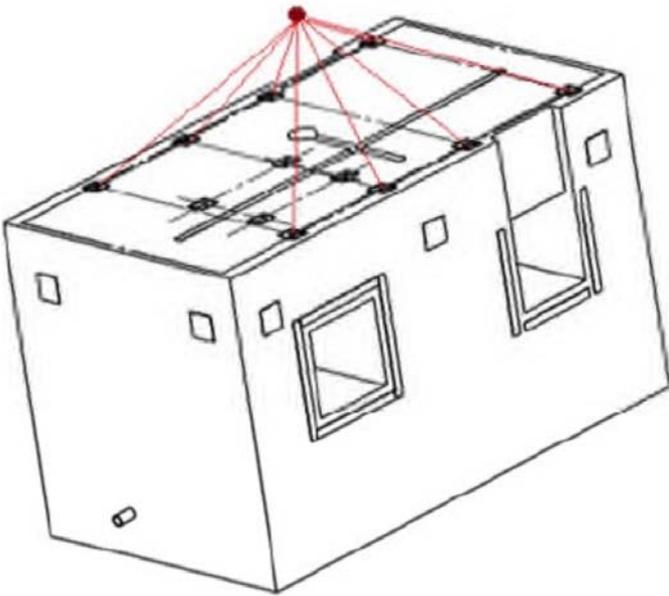
Ramon Margalet de Zabalo. Ferrovial Agroman SA. Ingeniero de Proyecto. Ingeniero de Caminos. rmargalet@ferrovial.com
 María José Martín Fernández. Ferrovial Agroman SA. Design Coordinator. Ingeniera de Caminos. mjmartin@ferrovial.com
 Román Martín Martín. Ingeciber. Jefe de Equipo. MSC Ingeniero Civil. r.martin@ingeciber.com
 Mariano Serrano de la Asunción. Ingeciber. Ingeniero de Proyecto. Msc Ing Industrial. m.serrano@ingeciber.com

Vibraciones, análisis dinámico, cimentaciones, resonancia, respuesta del suelo.

Vibration, dynamic analysis, foundations, resonance, soil interaction.



Puntos de control en los bloques de cimentación de los compresores



Bloque tipo para cimentación del compresor

El edificio del complejo industrial Iker, denominado Cryoplant Compressor Building, alojará los compresores para el sistema de generación de frío (cryoplant system) del reactor (Tokamak), el más grande del mundo.

El sistema de generación de frío consiste en 23 compresores, los cuales generan y pueden transmitir altas vibraciones en el lecho donde descansan. Con el fin de no transmitir directamente vibraciones a la estructura del edificio principal, la cimentación de cada uno de estos compresores se independiza de la del resto del edificio.

El siguiente paso consiste en verificar que las vibraciones transmitidas al terreno no producen otra serie de perjuicios para lo cual se realiza un estudio dinámico del conjunto en el que se establecen unos puntos de control para verificar que el impacto es asumible. Estos puntos de control definidos en dicho análisis están situados en la propia máquina para controlar posibles daños en las mismas, en la cimentación de los compresores para evitar problemas de asentamientos, y también en la estructura del edificio (columnas y cerchas metálicas) para comprobar la no existencia de resonancia.

Como punto de partida para la realización de este estudio, se ha tenido en cuenta los siguientes datos:

- Las características de cada capa del suelo existe, las cimentaciones de los compresores y la compactación del suelo debajo las mismas.
 - Los distintos elementos estructurales del edificio, como celosías en cubierta, columnas y la losa de cimentación del edificio.
 - El comportamiento dinámico de los materiales del suelo y del hormigón armado.
 - Las cargas armónicas procedentes del compresor.
- Seguidamente, es necesario realizar los dos análisis siguientes:
- Un análisis modal con el objetivo de determinar las formas modales que son susceptibles de sufrir resonancia, y los puntos de control del modelo donde la respuesta podría ser máxima.
 - Un análisis armónico para determinar las frecuencias de funcionamiento más desfavorables para la estructura, y la respuesta máxima según el intervalo de frecuencias.

Los resultados obtenidos de este estudio corresponden a los desplazamientos, velocidades y aceleraciones de cada uno de los puntos de control previamente definidos. Estos valores deben estar por debajo de los límites especificados la normativa aplicable (CP 2012-1:1974

Cimentaciones para maquinaria), para evitar daños en la maquinaria y el edificio, así como la verificación del asentamiento admisible del suelo.

305. SOLUCIÓN DE REFUERZO DE LA ESTRUCTURA DE LA TRIBUNA NORTE DEL ESTADIO MUNICIPAL DE BALAIÓDOS, VIGO

STRENGTHENING SOLUTION FOR THE STAND OF THE MUNICIPAL STADIUM OF BALAIÓDOS, VIGO

Leonardo Todisco. FHECOR Ingenieros Consultores. Ingeniero de Proyecto. Dr. Ingeniero de Estructuras, Materiales y Cimentaciones. ltt@fhecor.es
 José Soriano Martín. FHECOR Ingenieros Consultores. Jefe de Equipo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jsm@fhecor.es
 Javier León González. Grupo de Hormigón Estructural. ETSICCP-UPM. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jlg@fhecor.es

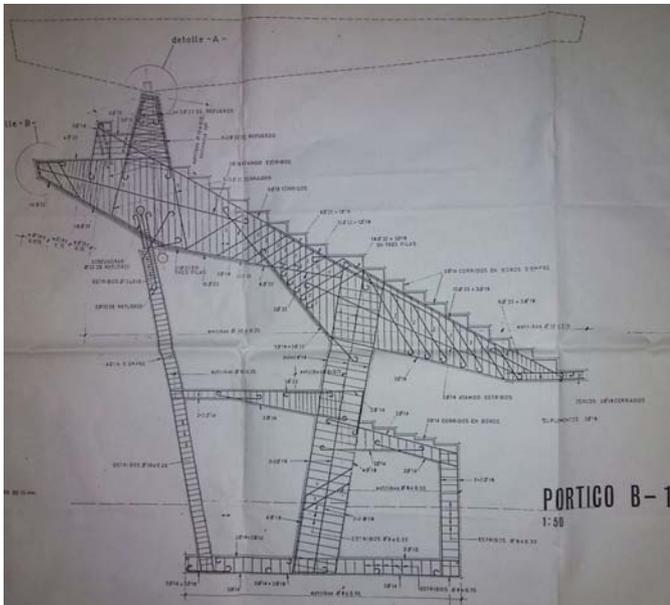
Sistema post-tesado, hormigón, estructuras existentes, patrimonio, bielas y tirantes.

Post-tensioning system, concrete, existing structures, heritage, strut-and-tie.

La tribuna norte del Estadio de Balaídos fue construida en 1969 por COFESA y Construcciones Laminas, S.L., a partir de un proyecto elaborado por A. Román Conde. La estructura principal está formada por un pórtico de hormigón, encima del cual apoya una cubierta con geometría de lámina plegada con vuelo de 17 m. Dicha cubierta se ha sustituido por una nueva cubierta consistente en una estructura metálica espacial que da soporte a una nueva piel arquitectónica que envuelve tanto a la nueva cubierta como a la parte superior de la fachada. A diferencia de la anterior, la nueva cubierta tiene un vuelo de alrededor de 25 m, garantizando una mayor protección de los espectadores frente a las inclemencias meteorológicas. La mayor superficie de la nueva cubierta comporta un incremento de acciones debidas al viento, que se transmiten a la estructura original de hormigón, pero con menor carga permanente en los puntos en que apoyaba la anterior y elegante cubierta de hormigón. Este cambio de situación sobre los pórticos de hormigón llevaba a un déficit de seguridad que justificaba la adopción de una solución de refuerzo.



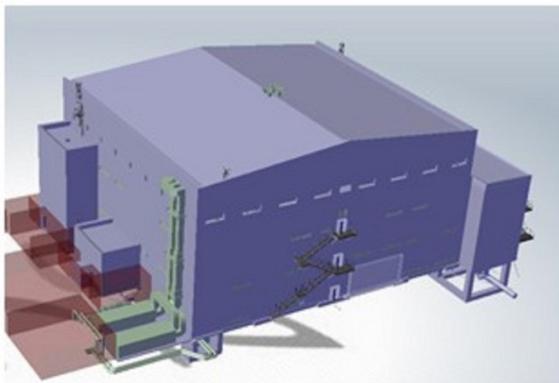
Vista exterior del pórtico existente en hormigón armado



Plano de armado del pórtico en hormigón

Esta ponencia introduce brevemente el planteamiento de diferentes opciones de refuerzo que, por una parte, fuesen compatibles con la arquitectura, la geometría de la nueva fachada y la estructura existente y, por otra parte, no fuesen de obstáculo para la circulación de los usuarios. Tras evaluar las diferentes opciones, la ponencia se centra en la descripción en detalle de la solución elegida, basada en el empleo de un sistema de pretensado mediante tendones exteriores que, incrementando los esfuerzos axiales en la estructura, dotan a la misma de mayor capacidad resistente frente a las nuevas flexiones. Se presenta una evaluación detallada de los diagramas de interacción que pone de manifiesto la posibilidad de incrementar la capacidad a flexión en los distintos elementos de la estructura aumentando el axil de compresión de los mismos. Además, se ilustran los modelos de bielas y tirantes empleados para la validación de la solución elegida, así como detalles de la actuación que, además de no ser invasiva, tiene la gran ventaja de ser reemplazable, reversible y de fácil inspección.

La solución que presenta esta ponencia viene a reivindicar las ventajas del artificio de añadir cargas exteriores en forma de rellenos (en la antigüedad) o, más recientemente, de pretensado para garantizar un mejor comportamiento a las estructuras de fábrica y de hormigón.



322. ANÁLISIS DINÁMICOS EN EL COMPLEJO ITER. APLICACIÓN AL RF HEATING BUILDING#15

DYNAMIC ANALYSIS IN THE ITER COMPLEX. APPLICATION TO THE RF HEATING BUILDING#15

Fernando Bravo Notario. Fhecor. Jefe de Equipo. Ingeniero de Caminos. fbn@fhecor.es

Ángel Hernández Basterra. Fhecor. Ingeniero de Proyecto. Ingeniero de Caminos. ahb@fhecor.es

María José Martín Fernández. Ferroviaria Agroman SA. Design Coordinator. Ingeniera de Caminos. mjmartin@ferroviaria.com

Alberto Caballero Ruiz. Ferroviaria Agroman SA. Design Coordinator. Ingeniero de Caminos. alberto.caballero@ferroviaria.com

ITER, estructura metálica, espectro, acelerograma, y forjado colaborante.

ITER, steel structure, spectrum, accelerogram, and composite slab.

En el Sud-Este de Francia se está construyendo el complejo ITER (International Thermonuclear Experimental Reactor). Uno de los mayores proyectos internacionales cuyo objetivo es el de demostrar experimentalmente que la generación de electricidad a partir de la Fusión Nuclear es posible, tanto de una forma sostenible en el tiempo, como económicamente viable.

Lógicamente la importancia de los edificios que forman el ITER en su conjunto es muy alta, no sólo porque en algunos existen sustancias radiactivas (el núcleo o Tokamak), sino porque existen edificios próximos sin los cuales el funcionamiento del núcleo no sería posible. A estos edificios, denominados SR o "Safety Related", se les exige un nivel sísmico y de cálculo mucho mayor que incluye cálculos estáticos (SLS y ULS), análisis modales (para la verificación sísmica) y cálculos dinámicos (para la obtención de espectros secundarios de respuesta).

Todos estos análisis se han llevado a cabo en el edificio "RF Heating Building#15" (RF=Radio-Frequency) en cuyo interior se encuentran los equipos IC (Ion Cyclotron), LH (Lower Hybrid) y EC (Electron Cyclotron) necesarios para la generación del plasma.

Se trata de una estructura metálica rigidizada con cruces de San Andrés en las fachadas, y unas dimensiones de $43,3 \times 49,0$ m y 25 m de altura. Formada por pórticos transversales separados 10,25 m compuestos por tres vanos de $23 + 3 + 23$ m, apoyados sobre pilares, también metálicos, que nacen de zapatas que habitualmente tienen una dimensión de 3×3 m y 0,80 m de canto, conectadas mediante vigas riostras de $0,55 \times 0,80$ m y todo ello rigidizado formando un diafragma mediante una losa de 0,25 m de espesor.

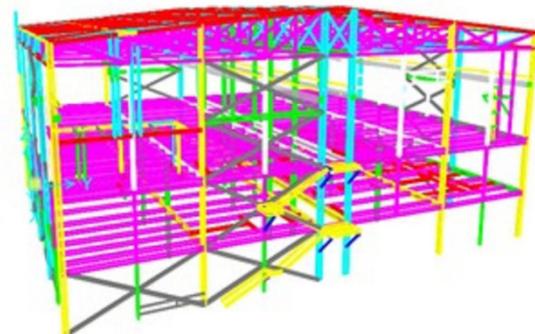
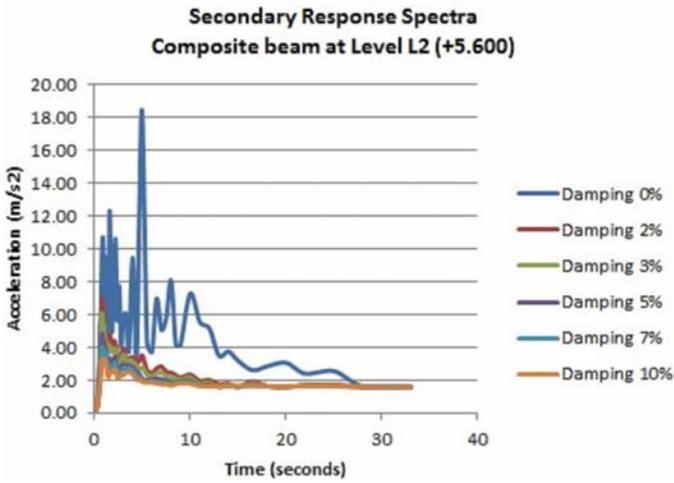


Imagen de comparación entre el edificio renderizado (Catia) y el modelo de cálculo de SAP2000



Espectro secundario de respuesta de una viga mixta del nivel L2 (cota +5.600)

Estos pórticos se conectan a tres niveles en el sentido longitudinal. En el tercer nivel se encuentra la cubierta a dos aguas, formada por celosías en las dos direcciones principales, con canto variable de entre 1,7 y 4,3 m. Los otros dos niveles corresponden con los forjados mixtos de chapa colaborante de 0,20 m de espesor total, cuya disposición de armadura permite proveer de una resistencia a fuego equivalente a REI-120.

En cambio los pilares y las vigas se deben proteger con vermiculita, cuya capacidad debe quedar demostrada para la situación de sismo seguida por fuego. Para dicha verificación se obtienen los espectros de respuesta secundarios a través de acelerogramas artificiales, tal y como exige el Eurocódigo 8, los propios códigos del ITER y la Agencia de Seguridad Nuclear Francesa (ASN).

328. DISEÑO BASADO EN PRESTACIONES FRENTE A LA ACCIÓN DEL FUEGO DEL COMPLEJO DE FUSIÓN NUCLEAR ITER, EN FRANCIA

PERFORMANCE BASED DESIGN AGAINST FIRE SITUATION OF THE NUCLEAR FUSION COMPLEX ITER, IN FRANCE

Carlos Muñoz Blanc. BAC Engineering Consultancy Group. R&D & Product Quality Area Manager. Dr. Arquitecto. carlos.munoz@coac.net

Alicia Soler Orcal. BAC Engineering Consultancy Group. Project Leader. Máster en Arquitectura. asoler@bacecg.com

Ramon Margalet de Zabalo. Ferrovial Agroman SA. Coordinador de Diseño. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. rmargalet@ferrovial.com

Xavier Ros Batlle. Ferrovial Agroman SA. Responsable de Diseño de ITER TB-03. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. xros@ferrovial.com

Dinámica de fluidos, diseño basado en prestaciones, escenario de incendio, estructura de acero, optimización.

Fluid dynamics, performance based design, fire scenario, steel structures, optimization.

En colaboración con Ferrovial agroman, BAC participa activamente en el diseño de varios edificios del ITER con estructuras metálicas.

ITER es un proyecto internacional de investigación cuyo objetivo es demostrar la viabilidad del uso de la energía de fusión como fuente de energía limpia en todo el planeta. Se está construyendo en Cadarache, aproximadamente a 80 km de Marsella.

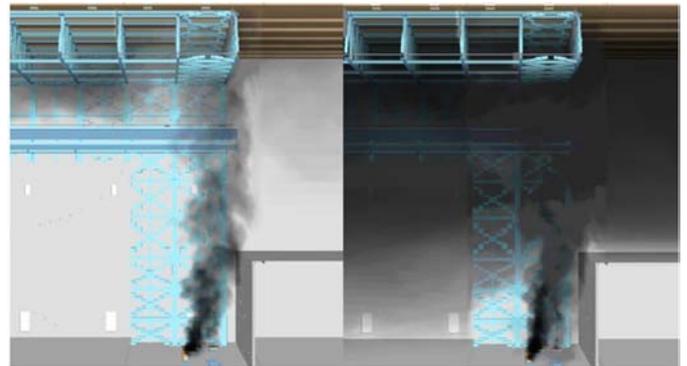
BAC colabora desde las fases iniciales de licitación del proyecto, junto con la oficina técnica de Ferrovial agroman, realizando un estudio de Ingeniería del Fuego basado en prestaciones, desarrollado mediante simulaciones numéricas que incluyen la dinámica de fluidos, la transmisión de calor y la combustión. La UTE VFR (VINCI, Ferrovial, Rasel) es la encargada de la construcción del edificio del reactor (Tokamak) y de un número muy importante de edificios anexos que sirven de apoyo al Tokamak.

El estudio de Ingeniería del Fuego basado en prestaciones se aplica a todos los edificios cuya estructura de acero debe permitir, por sus condicionantes geométricos y físicos, una importante racionalización en el uso de los materiales de protección ignífuga, a la vez que se conoce cuál es el comportamiento real de la estructura en situación de incendio.

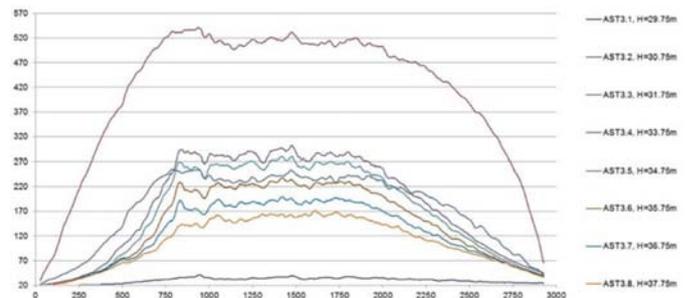
Uno de los edificios cuya estructura es analizada frente a la acción del fuego es el Assembly Building. Las funciones de este edificio son imprescindibles para el uso y mantenimiento del Tokamak, dado que es el edificio responsable de realizar el ensamblaje de las piezas del reactor.

El edificio analizado conforma un gran espacio vacío gracias a una estructura principal formada por un único pórtico transversal de grandes dimensiones, aproximadamente 60 m de luz y 60 m de altura, que se repite n veces, formando un espacio de 100 m de longitud y 310.000 m³, libres de pilares.

BAC analiza los combustibles y riesgos de incendio y los posibles escenarios durante la fase nuclear, teniendo en cuenta los requerimientos del cliente. El estudio se lleva a cabo teniendo que se trata de



Concentración de partículas sólidas a los 600s y 1.200s en un incendio de los cuadros eléctricos



Gráficas temperatura-tiempo en termosensores virtuales situados a distancias variables del foco

un edificio con características nucleares, garantizando que este edificio no colapsa sobre el Tokamak.

Las bases de diseño, donde se incluyen los escenarios considerados y todas las premisas de cálculo, son consensuadas con todas las partes implicadas en el diseño. El resultado del análisis efectuado permite lograr un gran ahorro en las protecciones ignífugas del edificio (próximo al 70%), a la vez que se conoce cuál es la respuesta del edificio en caso de incendio en un entorno nuclear.

330. ESTRUCTURA DE LA NUEVA SEDE CORPORATIVA DEL BANCO POPULAR EN MADRID

STRUCTURE OF THE NEW HEADQUARTERS BUILDING OF POPULAR BANK IN MADRID

Ángel Vidal Vacas. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. angel.vidal@mc2.es
 Álvaro Serrano Corral. MC2 Estudio de Ingeniería. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. alvaro.serrano@mc2.es

Contención perimetral, losas postesadas, estructura mixta, apeo de núcleos y soportes, apoyo a través de fachada.

Retaining wall, prestressed slabs, composite structure, cores and columns support, support through the façade.

MC2, como estudio especialista en estructuras, formaba parte del equipo técnico dirigido por el estudio Arquitectos Ayala, que en febrero de 2009 resultó vencedor del concurso convocado por Banco Popular para el proyecto de su nueva Sede en Madrid.

El programa de la nueva Sede se ha desarrollado en dos fases diferenciadas: la primera en una parcela situada en la margen izquierda de la Nacional II, a su salida de Madrid, donde se dispuso el Centro de Proceso de Datos (CPD) y oficinas, cuya finalización se produjo en el año 2012.

La segunda fase se ha desarrollado en una parcela casi en frente de la anterior pero de extensión superior (en torno a 23.000 m²), en la margen derecha de la Nacional II, comenzando su proyecto en el año 2013 y finalizando la ejecución de estructura en septiembre de 2015 (75.000 m² edificados).

La parcela de la segunda fase tiene una dimensión en planta de aproximadamente 300 m de largo, paralelos a la Nacional II y a la calle Luca de Tena, por 75 m de ancho.



Vista general



Planta de acceso, "puente" y edificio B

Incluye cinco edificios, cuatro de oficinas y uno en el extremo oeste de la parcela, previsto para uso comercial. El bajo rasante es continuo a todos ellos con cuatro niveles donde predomina el uso de aparcamiento. Los cuatro bloques de oficinas se elevan con cuatro niveles útiles más cubierta y sobrecubierta, teniendo la particularidad éstas últimas de aportar nuevamente continuidad a todo el cierre de coronación envolviendo los cuatro edificios.

La contención perimetral se define mediante pantallas de paneles de hormigón armado, en las que se incorporan de manera estructuralmente activa muros pre-existentes para sostenimiento de la calle Luca de Tena, profundizando dos sótanos más bajo su cimentación.

Las plantas bajo rasante y planta baja se proyectan en hormigón armado, en zonas de luces habituales en aparcamientos (8,0 x 8,0 mm), mientras que en los muelles de descarga tanto de la propia Sede como del edificio de servicios, es preciso alcanzar hasta los 12 m con vigas mixtas que permitan apeo los soportes de los edificios superiores.

Cada edificio dispone de un núcleo de comunicaciones tipo tubo de hormigón armado, que estructuralmente permite recoger las acciones de viento y de los empujes descompensados de las pantallas de contención.

Sobre rasante losas postesadas de 10,50 m de luz permiten aligerar los cantos, y soportes mixtos conducen fuertes cargas, procedentes de la cubierta hacia la cimentación.

333. ASPECTOS SINGULARES DEL PROYECTO DE LA ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE LA NUEVA SEDE DEL BANCO POPULAR EN MADRID

SINGULAR ASPECTS OF NEW HEADQUARTERS POPULAR BANK BUILDING ROOF STRUCTURE, IN MADRID

Ángel Vidal Vacas. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. angel.vidal@mc2.es
 Álvaro Serrano Corral. MC2 Estudio de Ingeniería. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. alvaro.serrano@mc2.es

Coordinación disciplinas, soportes mixtos, deformaciones impuestas, apoyo oscilante, izado.

Disciplines coordination, composite columns, imposed strain, rocker bearing, lift.

MC2, como estudio especialista en estructuras, formaba parte del equipo técnico dirigido por el estudio Arquitectos Ayala, que en febrero de 2009 resultó vencedor del concurso convocado por Banco Popular para el proyecto de su nueva Sede en Madrid.

El programa de la nueva Sede se ha desarrollado en dos fases: en la primera se desarrolló el edificio del Centro de Proceso de Datos (CPD) del banco, cuya finalización fue en el año 2012. La segunda fase se ha desarrollado en otra parcela próxima a la primera, en la margen derecha de la Nacional II, comenzando su proyecto en el año 2013 y finalizando la ejecución de estructura en septiembre de 2015.

La parcela de la segunda fase tiene una dimensión en planta de aproximadamente 300 m de largo, paralelos a la Nacional II y a la calle Luca de Tena, por 75 m de ancho.

Incluye cinco edificios, cuatro de oficinas y otro en el extremo oeste de la parcela, para uso comercial. El bajo rasante, incluida la planta baja, es continuo a todos ellos. Los cuatro bloques de oficinas se elevan con cuatro niveles útiles más cubierta y sobrecubierta, teniendo la particularidad éstas últimas de aportar nuevamente continuidad a todo el cierre de coronación.

La continuidad se logra a través de “puentes” que apoyados en los edificios, llegan a salvar luces de 50,0 m. Asimismo se cubren patios y se definen voladizos dando regularidad longitudinal al frente de cubierta respecto al retranqueo de la alineación de la fachada de los edificios. De este modo se forman “voladizos” de 7,80 m.

Esta distribución se logra mediante la disposición en alineaciones longitudinales y transversales de celosías metálicas. Las celosías tienen su cordón inferior bajo la cara inferior del forjado de cubierta mientras que la cara superior sirve de soporte a la sobrecubierta.



Vista general de la cubierta



Izado “Puente Sur”

La ponencia repasa las consideraciones de proyecto tenidas en cuenta respecto a:

- Coordinación de la estructura de cubierta con otras disciplinas.
- Aspectos de la estabilidad del cordón superior exento.
- Influencia de la temperatura en el dimensionamiento y comprobación.
- Conducción de las reacciones de la cubierta a la cimentación, a través de soportes mixtos, tratando la influencia de los giros en los apoyos y las altas reacciones contempladas.
- Incorporación en proyecto de los aspectos constructivos de la cubierta.

341. PROYECTO Y OBRA DEL APARCAMIENTO SUBTERRÁNEO EN EL DISTRITO C DE TELEFÓNICA

PROJECT AND EXECUTION OF THE UNDERGROUND CAR PARK IN TELEFÓNICA C DISTRICT

Ignacio Rueda Sastre. LRA Infrastructures Consulting. Ingeniero de Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. nachorueda@lraingenieria.es

Tomás Ripa Alonso. LRA Infrastructures Consulting. Socio Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. tomasripa@lraingenieria.es

Aparcamiento subterráneo, hormigón armado, Telefónica.

Underground car park, reinforced concrete, Telefónica.

El aparcamiento proyectado tiene 78.500 m² distribuidos en 3 plantas aterrazadas, retranqueadas para adaptarse a la pendiente del terreno, con dos niveles situados sobre rasante y uno bajo ésta, con conexión al edificio de oficinas colindante.

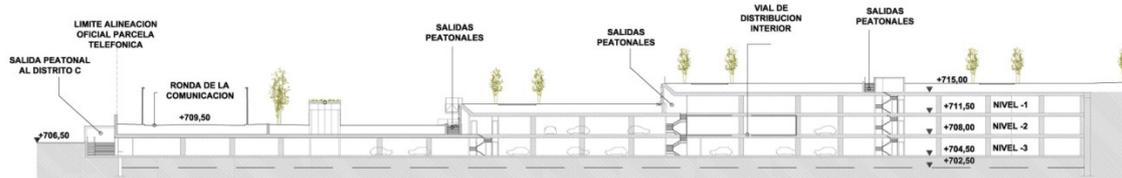
La columna dorsal del esquema funcional es un vial de dos carriles por sentido que atraviesa el interior de la planta de acceso al aparcamiento conectando las dos rotondas exteriores, formando un esquema en “espinas de pez” donde se ubican los accesos y salidas a las zonas de estacionamiento con más de 2.400 plazas.

El límite sureste de la parcela se encuentra junto al ramal de la A-1 hacia la M-40, siendo la zona donde el espesor de tierras es mayor. Se ha planteado la ejecución de una pantalla de pilotes con anclajes prensados al terreno, para vencer los empujes de tierras y disminuir el riesgo de deslizamiento del talud del ramal.

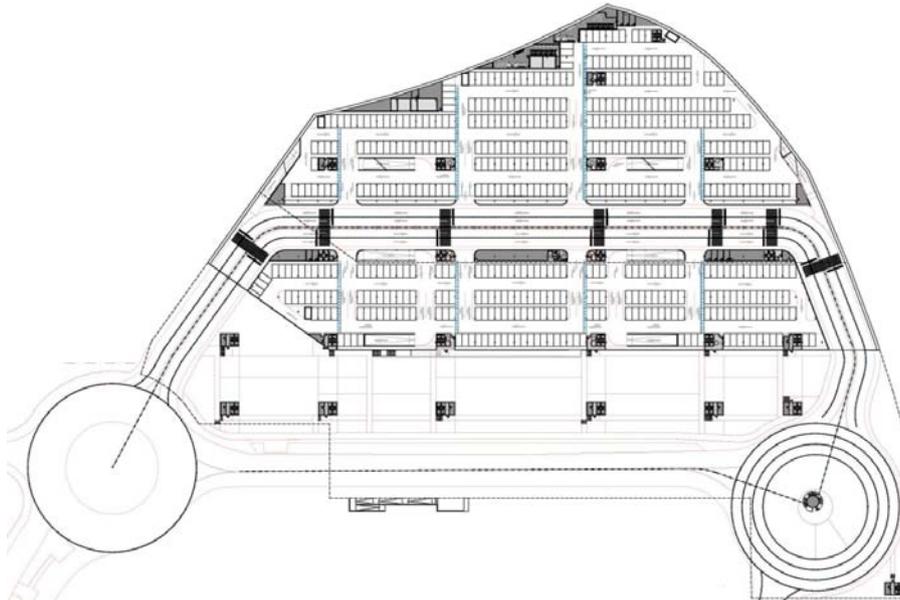
La cimentación del aparcamiento es directa, optando por una losa de cimentación, que permite que la presión transmitida al terreno sea más reducida que con zapatas aisladas. Se considera además preferible la solución de losa habida cuenta de la heterogeneidad superficial del terreno de cimentación, en el que existen zonas menos competentes asociadas a la existencia de rellenos antrópicos.

Los pilares, de hormigón armado y sección rectangular, sostienen los tres forjados macizos de hormigón armado. Se opta por esta solución de losa maciza, frente a la alternativa de forjados aligerados, por el gran rendimiento de ejecución que se alcanza con los sistemas de mesas de encofrado, de forma que, se reduce el coste de ejecución de una forma tan significativa que compensa el mayor volumen de hormigón requerido. Debe tenerse en cuenta, asimismo, que los requisitos de protección frente al fuego que establece el CTE penalizan el espesor de los nervios de las soluciones aligeradas. Por otra parte, y no menos relevante, es la gran facilidad para la disposición de las instalaciones que permite una solución de forjado en losa maciza.

Se han previsto juntas de dilatación en los forjados a una separación máxima del orden de 40 metros, con objeto de limitar las solicitaciones debidas a las deformaciones impuestas. Con la intención de no duplicar pilares en la zona de juntas, en detrimento de la superficie disponible



Sección transversal del aparcamiento



Planta funcional del aparcamiento

para plazas, se han dispuesto pasadores telescópicos para dar continuidad a los forjados en los 3800 metros de juntas de dilatación.

345. CUBIERTA-BURBUJA DE DESERT CITY

DESERT CITY BUBBLE ROOF

Guillermo Capellán Miguel. Arenas & Asociados. Director Técnico.
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gcapellan@arenasing.com
Santiago Guerra Soto. Arenas & Asociados. Coordinador de Calidad.
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. sguerra@arenasing.com
Julio González Zalduondo. Arenas & Asociados. Ingeniero de Proyecto.
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jgonzalez@arenasing.com
José María García Lastra. Lastra & Zorrilla. Arquitectura Textil. Director Técnico. Experto en Textiles. jmlastra@arquitectil.net

Cubierta-Burbuja, cojines ETFE, Desert City, jardín de cactus, xeropaisajismo.

Bubble Roof, ETFE cushions, Desert City, cactus courtyard, xeriscaping.

La compañía española pionera en xeropaisajismo, Desert City, encargó al estudio de arquitectura García-Germán Arquitectos el diseño de su sede en Madrid. El edificio resultante está compuesto por dos volúmenes conectados a través de una pasarela. El principal volumen es un edificio que posee un patio de exhibición de cactus, de una super-

ficie aproximada de a 1,575 m² (37 m × 42 m), protegida por una cubierta ligera y permeable a la luz del sol.

¿Qué mejor solución que una cubierta de ETFE para crear un perfecto espacio de exposición bajo un burbujeante invernadero? La Constructora española Isolux-Corsán, encargó la fabricación y el izado de la cubierta a la contrata experta en estructuras textiles Lastra&Zorrilla, que a su vez contactó con nosotros, Arenas&Asociados, como Ingeniería Estructural.

Basándonos en los bocetos conceptuales realizados por el equipo de Arquitectura, realizamos el diseño arquitectónico y estructural, estudiando distintas opciones de montaje de modo que encajara perfectamente con las ideas y necesidades del equipo de Arquitectura:



Imagen del jardín de cactus interior

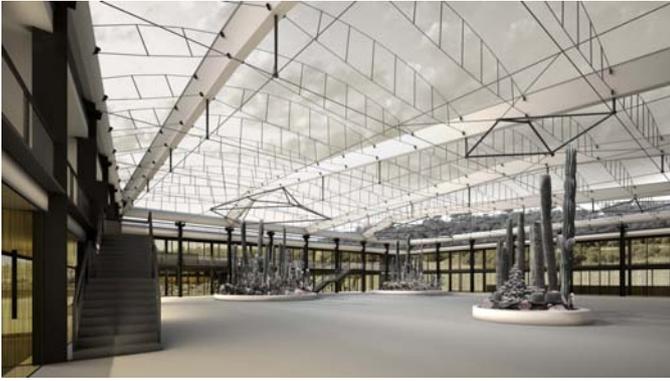


Imagen inferior de los colchones de ETFE

un espacio a cielo abierto protegido de las inclemencias del tiempo gracias a una lámina casi transparente.

La cubierta consiste en un marco rígido de acero con cuatro vigas longitudinales también de acero como estructura primaria. Los huecos entre las vigas son rellenos con colchones de ETFE, que debido a su luz de 9 metros, han de ser reforzados con unas vigas tensegríticas dispuestas transversalmente entre las vigas metálicas, y que son materializadas mediante cables y montantes a compresión.

Dichos montantes de las vigas, vistos desde el interior del patio a través del ETFE transmiten al espectador una imagen de púas de cactus flotando dispersas en el interior de un cúmulo de nubes.

347. EDIFICIO DE OFICINAS PARA GMP EN LAS TABLAS, MADRID: ESTRATEGIA ESTRUCTURAL PARA UNA FACHADA PORTANTE SOMETIDA AL FUEGO

GMP'S OFFICE BUILDING IN LAS TABLAS (MADRID): STRUCTURAL STRATEGY FOR A LOAD-BEARING FAÇADE SUBJECTED TO FIRE

José Antonio Martín-Caro Álamo. INES Ingenieros Consultores, S.L. Director Gerente. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmc@inesingenieros.com

Damián Javier Terrasa Díaz. INES Ingenieros Consultores, S.L. Ingeniero de Proyectos y Responsable de Dirección de Obras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. djtd@inesingenieros.com

Daniel Bueso-Inchausti Toro. BUIN Ingenieros. Director General. Ingeniero Civil e Industrial. dbi@buiningenieros.com

Estructura metálica exterior portante, protección en caso de incendio, comportamiento mecánico-térmico, temperatura crítica, equilibrio termodinámico.

Load-bearing external metallic structure, fire-case protection, mechanical-thermal behavior, critical temperature, thermodynamic equilibrium.

En colaboración con Rafael de la Hoz Arquitectos, INES Ingenieros Consultores desarrolló el proyecto constructivo de cimentaciones y estructuras del edificio administrativo en la parcela M-1.1 de Las Tablas (C/Puerto de Somport C/V/Quintanadueñas, Madrid) para el grupo inmobiliario GMP. Asimismo, INES está llevando la asistencia técnica de las obras proyectadas.

La principal singularidad de este edificio de planta triangular es la disposición de una estructura portante exterior que se eleva desde la planta baja y se dispone en paralelo a cada una de las tres fachadas, se-

para aproximadamente 1,20 m de estas: se trata de celosías con malla romboidal que se resuelven con elementos metálicos de sección tubular. Los puntos de intersección de la malla sirven como elementos de apoyo del perímetro de los cinco forjados sobre rasante, estando ubicados cada 8,10 m. La sección transversal de las diagonales de la celosía tiene dimensiones exteriores de 400 x 800 mm a lo largo de toda su altura.

INES desarrolló para esta "fachada estructural en celosía" una estrategia particular para la evaluación de su comportamiento mecánico-térmico en situación de incendio, dado que la aplicación de sistemas pasivos que garantizaran el cumplimiento de la clase exigida por el CTE-DB-SI (R-90) hubiera derivado en un sobredimensionamiento excesivo. La situación de este gran elemento arquitectónico-estructural exterior, a menos de 2 m de la envolvente del sector de incendio (fachada propiamente dicha del edificio) fue objeto de un análisis justificativo de acuerdo con los procedimientos propuestos en las normas UNE EN 1991-1-2 y 1993-1-2, cálculos que confirmaron la no necesidad de protección pasiva: en ningún elemento portante exterior se obtuvieron temperaturas superiores a la crítica del mismo. En otras palabras, la celosía exterior portante (clase R-90 según CTE-DB-SI) desarrollará un correcto comportamiento mecánico-térmico durante los 90 minutos de duración del incendio interior indicado por la normativa, sin necesidad alguna de protección pasiva (pinturas). Para ello, fue necesario adaptar detalles constructivos de la celosía de acero y considerar los factores de utilización de cada uno de sus elementos constitutivos.

La metodología seguida supone en todo momento el estado de equilibrio termodinámico del sistema, es decir, al contrario de lo que ocurre en las curvas normalizadas tiempo-temperatura, no se considera la cinética del proceso termodinámico, suponiéndose (del lado de la seguridad) que la temperatura, tanto la de la llama como la de los elementos metálicos, alcanzan de manera inmediata su estado de equilibrio.



Exterior del edificio y vista de las celosías portantes por fuera de su fachada



Modelo de cálculo espacial del edificio y su celosía exterior portante

386. ESTRATEGIAS DE INTERVENCIÓN ESTRUCTURAL SOBRE EDIFICIOS DEL PATRIMONIO HISTÓRICO INDUSTRIAL: ALGUNAS REALIZACIONES RECIENTES EN MADRID

STRUCTURAL REFURBISHMENT STRATEGIES ON INDUSTRIAL HERITAGE BUILDINGS: RECENT EXAMPLES IN MADRID

Juan Rey Rey. Mecanismo Ingeniería/Universidad Politécnica de Madrid. Director/Profesor Asociado. Dr. Ingeniero de Caminos. juan.rey@mecanismo.es

Pablo Vegas González. Mecanismo Ingeniería. Asociado. Arquitecto. Máster en Estructuras de Edificación. pablo.vegas@mecanismo.es

Jacinto Ruiz Carmona. Mecanismo Ingeniería. Asociado. Dr. Ingeniero de Caminos. jacinto.ruiz@mecanismo.es

Rehabilitación estructural, patrimonio histórico industrial, Serrería Belga, Matadero Madrid, Google Campus Madrid.

Refurbishment, industrial heritage, Belgian Sawmill, Matadero Madrid, Google Campus Madrid.

Madrid cuenta con un número importante de edificaciones industriales de carácter histórico de gran valor arquitectónico y patrimonial que una vez cesado su uso industrial original habían quedado durante largo tiempo en desuso. Afortunadamente en los últimos años han sido varias las actuaciones encaminadas a recuperar estos edificios, destinándolos a nuevos usos, en general de carácter cultural, permitiendo así su recuperación y puesta en valor.

Debido al importante cambio de uso se requiere en general de grandes transformaciones tanto a nivel arquitectónico como estructural, las cuales deben acometerse no sólo pensando en cumplir la nueva función, sino en preservar y potenciar el valor de las edificaciones existentes.

El presente artículo expone algunas estrategias comunes aplicadas a la intervención estructural sobre varios edificios en los que dicha tarea ha sido desarrollada por Mecanismo Ingeniería:

- Matadero Madrid: el antiguo Matadero de Legazpi, obra del arquitecto Luis Bellido, consta de una serie de naves construidas entre los años 1908 y 1928 en muros de fábrica y estructuras tanto de hormigón armado (de las primeras de Madrid) como metálicas. En la última década se ha desarrollado un plan para reconvertir las naves con diferentes usos públicos, generando un gran centro cul-



Auditorio del Google Campus Madrid, con las nuevas cerchas realizadas en base a las antiguas vigas

tural. Mecanismo Ingeniería ha participado en la rehabilitación de las naves 8, 8b, 9, 15 y 16.

- Serrería Belga: la antigua Serrería Belga, junto al Paseo del Prado, es un edificio diseñado en hormigón armado a lo largo de la década de 1920 por el arquitecto Manuel Álvarez Naya y es también uno de los pioneros en el empleo de este material en Madrid. Tras largo tiempo abandonado, en el año 2007 se inició su rehabilitación para constituir el nuevo centro de creación artística Intermediae-Prado.
- Google Campus Madrid: Google está implantando una serie de edificios conocidos como Campus en diferentes ciudades del mundo. En el año 2014 decide abrir una de dichas sedes en Madrid, optando por emplazar el nuevo Campus en un edificio industrial construido en 1892 en el que Isaac Peral fundó la primera fábrica de acumuladores de energía eléctrica de España. El edificio había sido reconvertido en oficinas de modo que la nueva actuación conserva parte de esos nuevos elementos y trata de recuperar y poner en valor la estructura original.

Varios de los proyectos han resultado premiados, destacando una mención especial en los Mies Van der Rohe Awards 2013 o los premios COAM 2012 y 2013.

436. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO HOSPITAL DE ANTOFAGASTA CON AISLAMIENTO BASE

DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE BASE ISOLATED ANTOFAGASTA HOSPITAL

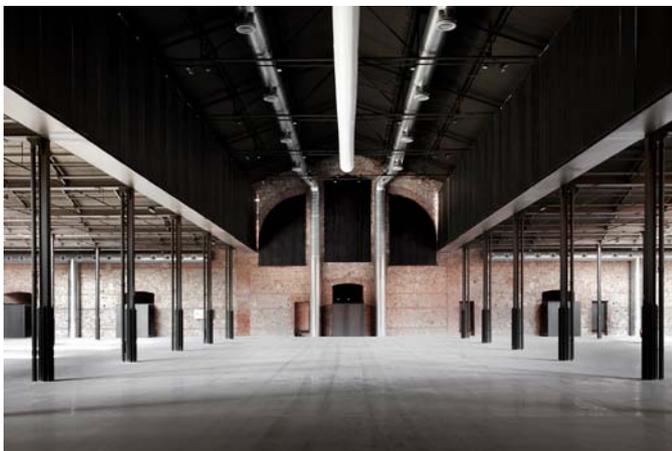
Ramón Sánchez Fernández. SACYR. Director. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. rsfernandez@sacyr.com

Emiliano Pinto Gómez. Sirve. Jefe de Proyectos. Ingeniero Civil, MSc. epinto@sirve.cl

Hospital, aislación sísmica, vulnerabilidad sísmica, aisladores.

Hospital, base isolation, seismic vulnerability, isolators.

Actualmente Sacyr Chile está construyendo el Nuevo Hospital Regional de Antofagasta dotado de 671 camas y con una superficie útil de 110.000 m². Está situado en la costa del Norte de Chile, que es uno de los países de mayor actividad sísmica del mundo, y a unos 150 km de zona donde la placa de Nazca se hunde bajo la placa Sudamericana.



Nave 16 de Matadero rehabilitada

Desde el primer momento del diseño se optó por un edificio aislado sísmicamente en la base mediante aisladores de goma. Por ello, el Nuevo Hospital de Antofagasta, proyectado por la empresa de ingeniería Chilena Sirve S.A, será a su finalización uno de los edificios aislados más grandes del mundo (fig. 1).

El edificio está dividido en tres grandes volúmenes que albergan la Torre de Hospitalización (TH) de 8 plantas, la Unidad de Pacientes Críticos (UPC) y el Centro de Diagnóstico Terapéutico (CDT).

Estos tres edificios poseen alturas, estructuraciones y rigideces distintas y son independientes sobre el nivel 1, pero se encuentran unidos a nivel de planta baja por una placa de hormigón armado inmediatamente sobre el sistema de aislamiento sísmico (fig. 2). Esta placa se estructura en base a vigas descolgadas y losa maciza de espesor 20 cm y posee un área de $132 \times 150 \text{ m}^2$ sin juntas de dilatación.

La estructura bajo el aislamiento sísmico (subestructura) está conformada por un sistema innovador de columnas en cantilever. La estructuración sobre el sistema de aislamiento (superestructura) para los edificios de menor altura, UPC y CDT, es similar y en base principalmente a losas planas y capiteles sobre columnas, con algunas líneas de vigas descolgadas en perímetros de fachadas. El edificio TH, el más alto, posee vigas descolgadas en todos los ejes transversales para lograr una mayor rigidez.

El sistema de aislamiento sísmico está compuesto por 280 aisladores de goma de alto amortiguamiento y 139 deslizadores friccionales. Su diseño se realizó a través de un análisis no lineal de historia en el tiempo con registros sísmicos artificiales y sus propiedades modeladas mediante constitutivas bi-lineales.



Figura 1. Imagen virtual del Nuevo Hospital de Antofagasta

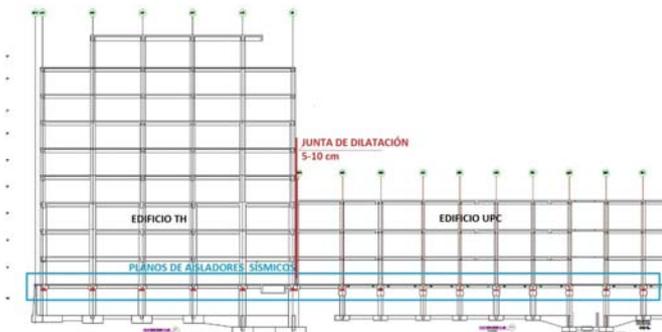


Figura 2. Elevación UPC-TH. Se indica junta de dilatación y nivel de aislamiento sísmico

532. ESTUDIO DE MODIFICACIÓN DE LOS EFECTOS DEL VIENTO EN UNA TORRE CON UN RECRECIDO SUPERIOR

WIND ENGINEERING EFFECTS ON AN EXISTING BUILDING TOWER WITH AN EXTENDED TOP

Marina Hinojosa Lucena. Oritia & Boreas. Ingeniero de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. hinojosalucena@oritiayboreas.com
 José María Terrés Nicoli. Universidad de Granada/Oritia & Boreas. CEO. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jterres@ugr.es
 Christian Mans. Oritia & Boreas. COO. PhD, Civil Engineering. mans@oritiayboreas.com
 Juan Carlos Arroyo. CALTER. Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jarroyo@calter.es

Ingeniería del viento, ensayo túnel de viento, modelo aeroelástico, torre central, CSP.

Wind engineering, wind tunnel test, aeroelastic model, central tower, CSP.

El estudio se centró en el análisis específico del clima de viento y el ensayo de un modelo rígido de la torre y un modelo de proximidad en túnel de viento de capa límite.

La torre de 97 m se ubica en el distrito de negocios y financiero de Madrid rodeada por edificación de notable volumetría en su proximidad. El edificio existente consta de 17 plantas de altura y sobre él se proyecta una remonta de 4 plantas.

Se construyó un modelo rígido presiones a una escala de 1:300 mediante tecnología de prototipado rápido (depositado de fundido de policarbonato) y para reproducir todos los detalles aerodinámicamente significativos en un radio de 350 m alrededor del edificio se desarrolló el modelo de proximidad.

Se midió la presión en un total de 217 puntos en ensayos llevados a cabo en condiciones de flujo turbulento de capa límite atmosférico



Figura 1. Vista del modelo de presiones con la volumetría modificada



Figura 2. Ensayo en túnel de capa límite donde se hace notar la considerable volumetría alrededor

para 36 direcciones de viento con objeto de obtener las cargas estructurales debidas a la acción del viento para el diseño del edificio.

La carga inducida por el viento y la respuesta correspondiente se calculó mediante la técnica de integración de presiones y también se obtuvieron coeficientes medios y rms de los esfuerzos cortantes y momentos en intervalos de 10° para el rango completo de 360°.

Las aceleraciones y velocidades de torsión se determinaron a partir de las propiedades dinámicas, con amortiguamiento del 1,5% del crítico, para los tres modos fundamentales de vibración. También se halló la carga estructural, empleando el mismo amortiguamiento del 1,5% del crítico y se hallaron las distribuciones de la carga estática equivalente para las direcciones X, Y y torsional, reflejando las contribuciones combinadas de las cargas estática y dinámica en el edificio.

Los resultados aerodinámicos de coeficientes de esfuerzos reflejan la simetría esperada aunque influyen notablemente las edificaciones existentes alrededor del edificio.

La aceleración estimada para 10 años de periodo de retorno es 16 mili-g y conforme con los límites permisibles para hoteles y oficinas y ligeramente superior al límite permisible para edificio residencial. Las aceleraciones determinadas en la esquina son las que se esperan más desfavorables, dada la mayor distancia desde el centro de coordenadas en la planta ocupada más elevada. Las aceleraciones disminuyen en plantas más bajas.

La singularidad del estudio radica en la valoración de las cargas sobre la propia edificación existente por el proyecto de la remonta que modifica claramente las cargas en las últimas plantas.

535. AMPLIACIÓN DEL ESTADIO DE MADRID. EJECUCIÓN DE LA ESTRUCTURA

EXPANSION OF MADRID STADIUM. STRUCTURE CONSTRUCTION

Jesús Gómez Hermoso. Universidad Politécnica de Madrid. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jesusgomezhermoso@gmail.com

Ginés Ladrón de Guevara Méndez. MC2. Director. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gines@mc2.es

Hormigón estructural, pórticos portagradas, gradas prefabricadas.

Structural concrete, step frames, precast steps.

El Estadio de Madrid, denominado popularmente como “La Peineta”, finalizó su construcción en 1994, estando constituido por un graderío lateral y las pistas de atletismo. Posteriormente, se ha planteado su ampliación con motivo de la candidatura olímpica de la ciudad de Madrid. Ésta, finalmente, da lugar a un estadio de fútbol de elevadas prestaciones para la celebración de múltiples eventos.

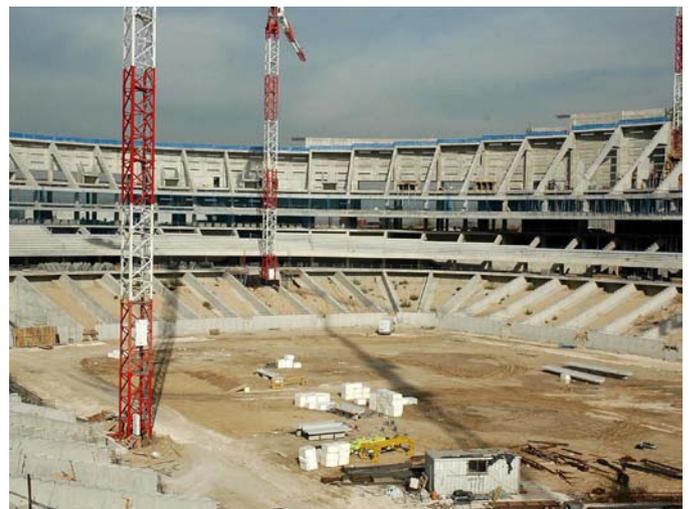
El estadio original dispone de un doble graderío (superior e inferior) en su lateral oeste. El superior es el que, por su geometría, da su sobrenombre a “La Peineta”. Este graderío superior está constituido por elementos de hormigón armado y hormigón pretensado. El graderío inferior se demuele para poder construir los graderíos medio e inferior del estadio ampliado. El nivel topográfico de las pistas de atletismo del estadio original dan lugar a la cota 0,00 del estadio ampliado. Desde esta cota 0,00 hacia arriba se construyen los graderíos medio (en todo el perímetro) y superior (en el lateral Este y en los fondos Norte y Sur) y, hacia abajo, realizando una excavación de unos 10,00 m hasta la cota del terreno de juego, el graderío inferior.

Sobre la cimentación profunda se ejecutan los pórticos portagradas y las losas “in situ” que constituyen los forjados, siendo éstas tanto de hormigón armado como de hormigón pretensado.

Sobre los mencionados pórticos radiales se montan las gradas prefabricadas, con luces entre 7,00 y 12,00 m, aproximadamente. Estas gradas, que responden a un diseño original de los arquitectos y no a



Vista graderío Este



Vista graderío Nordeste

modelos comerciales, se ejecutan en una nave de prefabricación instalada en la misma obra y en la planta fija de la empresa de prefabricación. En la primera se han fabricado los niveles superior e intermedio y en la segunda el nivel inferior.

Las gradas prefabricadas de hormigón armado se han ejecutado con hormigón autocompactante. Su ejecución (encofrado, armado, hormigonado, curado inicial, desencofrado y curado en parque de acopio) ha requerido un exhaustivo procedimiento para optimizar su comportamiento. El montaje en obra se ha llevado a cabo mediante grúas automóbiles convencionales y, en las zonas en que el graderío alto arrojaba "sombra" sobre el medio, con un pórtico móvil auxiliar especialmente diseñado para esta función.

Sobre los pilares exteriores de los pórticos portagradas se apoya la cubierta. Ésta, que no es objeto de la ponencia, tiene un esquema de anillo de compresión exterior y anillo de tracción interior.



Encepados

537. AMPLIACIÓN DEL ESTADIO DE MADRID. EJECUCIÓN DE LA CIMENTACIÓN

EXPANSION OF MADRID STADIUM. FOUNDATION CONSTRUCTION

Jesús Gómez Hermoso. Universidad Politécnica de Madrid. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jesusgomezhermoso@gmail.com
Ginés Ladrón de Guevara Méndez. MC2. Director. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ginés@mc2.es

Cimentación, pilotes "in situ", pilotes prefabricados, micropilotes.

Foundation, pile, precast pile, micropile.

El Estadio de Madrid, denominado popularmente como "La Peineta", finalizó su construcción en 1994, estando constituido por un graderío lateral y las pistas de atletismo. Posteriormente, se ha planteado su ampliación con motivo de la candidatura olímpica de la ciudad de Madrid. Ésta, finalmente, da lugar a un estadio de fútbol de elevadas prestaciones para la celebración de múltiples eventos.

El estadio se encuentra asentado sobre una antigua mina de sepiolita, en desuso desde hace varias décadas, y que fue cubierta posteriormente con diversas capas de terreno. El proyecto y construcción de la cimentación de "La Peineta" original se llevó a cabo mediante pilotes.

Durante el proyecto de la ampliación del estadio se realizaron diversos estudios geotécnicos para caracterizar los materiales que constituían el terreno de apoyo del edificio. Estos trabajos arrojaron como conclusión la recomendación de una cimentación profunda mediante pilotes para todo el conjunto, con una profundidad desde la cota de los encepados hasta el terreno competente de unos 40,00 m.

En el proyecto se han tenido en cuenta las características resistentes del terreno para el trabajo de los pilotes por fuste y punta, así como los efectos de rozamiento negativo derivado de las características de una de las capas que componen el relleno desde la base de la mina hasta la zona superior de los rellenos.

Los pilotes ejecutados están constituidos por hormigón armado vertido "in situ" y ejecutados mediante contención del terreno con lodos tixotrópicos o polímeros. Los diámetros de los citados pilotes son de 850 y 1.500 mm.

Durante la fase de proyecto y estudio geotécnico, se estudiaron otras alternativas, entre las que cabe destacar la de pilotes prefabricados de hincas. Teniendo en cuenta la repercusión que el golpeo de los mismos durante su ejecución podía tener en la estructura existente (antiguo graderío lateral que se mantiene) se hicieron las correspondientes pruebas y medición de las vibraciones provocadas y sus posibles efectos. Finalmente se descartó esta opción por razones económicas, aunque técnicamente era una solución viable.

Además de la cimentación principal del edificio nuevo, en algunas zonas del original, ha sido preciso realizar un recalce mediante micropilotes. El objetivo ha sido absorber el incremento de carga que se produce en los mencionados espacios.



Vista general de cimentación

557. UTOPIA VS. REALIDAD: INTERVENCIONES EN LA UNIDAD 2 DE CARANZA, FERROL, ESPAÑA

UTOPIA VS REALITY: INTERVENTIONS IN UNIT 2 OF CARANZA. FERROL (SPAIN)

Juan Pérez Valcárcel. ETS Arquitectura de A Coruña. Catedrático. Arquitecto. valcarce@udc.es

Evaluación de estructuras, corrosión, refuerzo de estructuras.

Structural evaluation, corrosion, strengthening of structures.

La Unidad 2 del Polígono de Caranza en Ferrol es un buen ejemplo de algunas utopías arquitectónicas de los años 60, que trataron de im-

plantarse en la realidad en intervenciones concretas. Era un intento socialmente valioso de proporcionar viviendas dignas a determinados sectores desfavorecidos, pero su concreción no siempre ha sido afortunada: En ocasiones han dado lugar a edificios muy notables arquitectónicamente, pero que forzaban a sus usuarios a unas formas de vida muy alejadas de sus comportamientos sociales habituales. Al final, el choque entre la utopía del diseño y la realidad de su uso ha provocado disfunciones y problemas de todo tipo.

La Unidad 2 está formada por un conjunto de tres edificios en forma de L que definen unos patios en los que se implanta un edificio en torre. El conjunto se cierra con un notable pórtico formado por 119 paraboloides hiperbólicos, sin duda la mayor cantidad de láminas de este tipo construidas en Galicia. La estructura está formada por forjados reticulares sobre pilares en buena medida apantallados y la fachada está formada por paneles prefabricados de hormigón. Es una solución poco frecuente en su contexto y mucho más ligada al tipo de construcción que en la época era más habitual en el bloque soviético.

Desde el principio el edificio presentó serios problemas tanto de funcionalidad como de durabilidad, que se expondrán en el artículo. En el aspecto funcional son especialmente relevantes los problemas de circulaciones, que muestran de forma muy explícita los conflictos que surgen del dirigismo arquitectónico. En cuanto a los problemas de durabilidad son especialmente relevantes los de corrosión. Por ello ha sido objeto de diversas intervenciones, que igualmente se analizarán.



Bloque L6 con la desproporcionada rampa de acceso limitado



Paso cubierto con paraboloides disimétricos

S3. OTROS PROYECTOS Y REALIZACIONES

26. GALERÍA PREFABRICADA DE PROTECCIÓN FRENTE A CAÍDA DE ROCAS EN EL TRAMO NUENO-CONGOSTO DE LA A-23

PRECAST ROCKFALL PROTECTION GALLERY AT NUENO-CONGOSTO SECTION OF A-23 MOTORWAY

Miguel Peláez Ruiz. Tierra Armada. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mpelaez@tierraarmada.com
 Ángel José León Alonso. Tierra Armada. Ingeniero de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. aleon@tierraarmada.com

Prefabricado, pretensado, caída de rocas, prelosa, imposta.

Precast, pretension, rock fall, pre-slabs, panels.

En el mes de marzo de 2016, se produjo un derrumbe de una zona del desmante de la autovía A-23 en el Pk 4+000 del tramo Nueno-Congosto de Isuela. Se trata de un desmante de unos 290 m de longitud, talud 1H: 4V y altura máxima de 37 m. El derrumbe, que afectó a una zona inferior del desmante, obligó al corte de la autovía en esa zona y dio origen a la obra de emergencia para la protección de la calzada frente a la posible caída de rocas.

La solución final adoptada fue una galería abierta en uno de los lados, de unos 230 m de longitud, para cubrir la carretera en prácticamente toda la zona del desmante.

La galería proyectada está formada por un tablero de vigas pretensadas que, colocadas una al lado de otra, presentan un techo plano y se apoyan en un extremo en un estribo de piezas prefabricadas que sostiene al talud y en el otro extremo en un pórtico formado por jácenas y pilares. La planta es curva. Sobre el tablero se coloca una montera de tierras variable entre 1 m y 3,00 m que amortigua el impacto de la caída de rocas. La galería se divide en cinco tableros, de unos 45 m cada uno.

Las vigas tienen 100 cm de canto y ancho inferior 1,8 m con luz de cálculo 14,75 m completadas con una losa de hormigón armado de 25 cm. El estribo tiene una altura total 7,48 m. En el extremo opuesto las vigas apoyan en jácenas rectangulares de sección 0,7 × 1,3 m que apoyan en pilares de sección 70 × 70 cm y altura 5,65 m.

El relleno del trasdós del estribo se realiza con escollera hormigonada para minimizar los empujes.

Para facilitar la rapidez de ejecución, se utilizan elementos prefabricados en el alzado de los estribos, encofrado de cargaderos, vigas y prelosas del tablero, así como jácenas y pilares de los pórticos. Igual-



Situación de la calzada tras el desprendimiento



Vista de la galería en construcción

mente, las impostas que rodean la estructura para la sujeción de las tierras son paneles prefabricados.

En esta ponencia se presenta tanto la fabricación y montaje de la estructura como las hipótesis que se hicieron en el proceso de cálculo para tener en cuenta los empujes y el posible impacto debido a una posible caída de rocas sobre la estructura.

90. TRABAJOS DE REPARACIÓN Y MANTENIMIENTO EN EL MUELLE DE TOLÚ, COLOMBIA

TOLU (COLOMBIA) JETTY: REHABILITATION AND MAINTENANCE

Luis Cosano. Freyssinet España. Responsable Explotación y Marketing. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luis_c@freyssinet-es.com
 Ángel Rozas. Freyssinet España. Ingeniero Departamento Técnico. Ingeniero Industrial. angel_r@freyssinet-es.com
 Óscar Llamazares. Freyssinet Colombia. Director General. Ingeniero de Minas. oscar_l@freyssinet-es.com
 Pablo Vilchez. Freyssinet España. Director Técnico. Ingeniero Industrial. pablo_v@freyssinet-es.com
 Ricardo Masson. Freyssinet España. Ingeniero Departamento Técnico. Ingeniero Civil. ricardo_m@freyssinet-es.com
 Txomin Echeveste. Freyssinet España. Jefe de Obra. Ingeniero Civil. txomin_e@freyssinet-es.com

Reparación, muelle, ánodos de sacrificio.

Repair works, jetty, zinc anodes.

El muelle de Tolú se ubica en el Golfo de Morrosquillo, en la carretera del Caribe, que une las localidades de Tolú y Coveñas, ambas pertenecientes al Departamento de Sucre (Colombia). Esta terminal portuaria, de 10 m de ancho y 205 de longitud, consta de una losa de 0,25 m de espesor dispuesta sobre un entramado de vigas de canto soportadas por una retícula de pilotes de diferentes tipologías, en general separados 5 m longitudinalmente. Construida en el periodo 1980-1988, ha sido sometida entre 2014 y 2015 a una importante rehabilitación estructural para restaurar su capacidad y extender su vida útil 10 años.

Un simple examen visual denotaba la presencia de fisuras (< 3 y ≥ 3 mm), delaminación, vegetación, corrosión en las armaduras, y/o pérdida de sección/recubrimiento, por lo que, conforme a la norma EN 1504, se procedió a la realización de un conjunto de ensayos a fin de determinar con mayor precisión las condiciones estructurales.

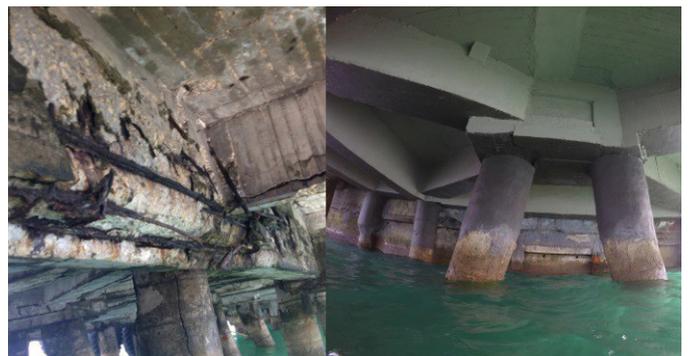


Vista general del muelle

Todos los daños y anomalías fueron categorizados teniendo en cuenta aspectos de durabilidad y seguridad estructural. Obteniendo como resultado que cada elemento fuera clasificado conforme a 4 grados: rojo; amarillo 1, amarillo 2 y verde. Los trabajos llevados a cabo fueron:

- Rojo: sustitución.
- Amarillo 2: corrección de daños mediante reparación con armadura adicional (pérdida de sección de armadura > 15%).
- Amarillo 1: defectos grado 2: reparación.
- Verde: defectos grado 1: reparación menor.

Los elementos calificados como verde y amarillo fueron sometidos a un tratamiento de limpieza con agua a presión (200-360 bar), para a continuación ser reparados mediante la técnica de reparación por parches. Las zonas deterioradas fueron delimitadas, y el hormigón afectado eliminado mediante medios mecánicos. Tras lo cual, la corrosión en las armaduras fue eliminada por medio de agua a alta presión (350-400 bar). Se finalizaba mediante la aplicación manual, o proyección por vía seca o vertido sobre encofrado, dependiendo del elemento estructural, y deterioro), de un mortero en base cemento (R4). Finalmente se procedió a la aplicación de un revestimiento con capacidad de puenteo en base cemento, resistente a ambiente marino. Por su parte, los elementos grado de deterioro rojo, fueron demolidos y reconstruidos con nueva armadura y hormigón. Las zonas de unión entre la cabeza de las pilas y la plataforma fueron reforzadas mediante la conexión de nueva armadura pasiva (provista de un sistema de protección catódica a partir de ánodos de sacrificio) en taladros realizados previamente.



Antes y después de los trabajos de reparación

109. LÍNEA 5 DEL METRO DE RIYADH. TÚNEL TBM Y ESTACIONES SUBTERRÁNEAS

LINE 5 RIYADH METRO. TBM TUNNEL AND DEEP UNDERGROUND STATIONS

José María Lorenzo Romero. TYPESA. Jefe de Sección Departamento Estructuras. Ingeniero de Caminos. jmlorenzo@typsa.es
 José Luis Sánchez Jiménez. TYPESA. Director Departamento Estructuras. Ingeniero de Caminos. jlsanchez@typsa.es
 Xavier Torelló Ciriano. TYPESA. Jefe de Sección Departamento Estructuras. Ingeniero de Caminos. xtorello@typsa.es

Metro, Riyadh, túnel TBM, estaciones enterradas, TYPESA.

Metro, Riyadh, TBM tunnel, deep underground stations, TYPESA.

Como parte de la futura red de transporte público en Riyadh, ADA (Arriyadh Development Authority) ha planeado el desarrollo de una gran red de Metro, dando servicio a la ciudad con 6 líneas de Metro. El consorcio FAST ha resultado ganador para el diseño y construcción del paquete RM3 (líneas 4, 5 y 6). TYPESA forma parte de FAST y se ha encargado del diseño constructivo de la línea 5, con una longitud total de 13.017,3 m.

En esta línea, hay 3 secciones de túnel y 12 estaciones subterráneas.

Tres elementos son claves para un diseño de un proyecto de túnel TBM. El primero es la optimización de la sección transversal, que necesita alojar los sistemas y provisiones de espacio requeridos por un sistema moderno de Metro. Un completo estudio se realizó en las primeras fases para concluir con un diámetro interior de 8,70 m.

El segundo factor clave es el diseño del revestimiento del túnel. Este diseño es crítico para una óptima producción en la factoría de prefabricados, facilitando la fabricación y montaje. Un anillo típico universal con 6 + 1 segmentos fue diseñado para una máxima montura de 27,0 m.

El tercer factor clave es la selección de la TBM. El túnel de la línea 5 se construye con una TBM tipo EPB (Earth Pressure Balance) con simple escudo. Dos secciones de túnel TBM se han definido:

- North TBM: Longitud total 4881,4m. Comenzado el 30/06/2015 por la TBM SAN'AH ("Bonita").
- Central TBM: Longitud total 7.285,6 m. Comenzado el 30/04/2015 por la TBM DHAFRAH ("Victoria").

Avances máximos de 40 m/día (25 anillos completos/día) se han llegado a alcanzar.

Las estaciones subterráneas son, esquemáticamente, una caja de hormigón de 30,0 m de profundidad por 130,0 m de longitud.



Túnel TBM



Estación Enterrada

El nivel de agua en el terreno es un problema clave. En los últimos 30 años, diversos estudios muestran que el nivel actual del agua en Riyadh está localizado muy cerca de la superficie, proveniente de actividades humanas y tendiendo a acumularse en el contacto entre suelo y roca.

Para protegerse de la subpresión, se diseñaron soluciones ingenieriles óptimas. La solución final involucra el peso de la estructura y la capacidad portante de la roca movilizada por la reacción de la losa curva inferior de la estación. De este modo, el tamaño de la estructura no es penalizado, y su dimensionamiento no se realiza en función del peso mínimo que se requeriría para equilibrar la subpresión del agua.

172. GRANDES DEPÓSITOS DE AGUA EN ARABIA. REVISIÓN DEL DISEÑO Y SUPERVISIÓN DE LA EJECUCIÓN

LARGE WATER STORAGE TANKS IN ARABIA. PROJECT REVIEW AND CONSTRUCTION SUPERVISION

Roberto Jiménez Pérez. TYPESA. Vice Project Director "Reinforcing Riyadh City Pot". Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. rjimenezperez@typsa.es

José Manuel Duro Rodríguez. TYPESA. Jefe de Equipo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmduro@typsa.es
 Eduardo Torralba Bozzano. TYPESA. Jefe de Equipo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. etorralba@typsa.es
 Álvaro del Cuviillo Martínez. TYPESA. Jefe de Sección. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. adelcuvillo@typsa.es

Depósitos agua, acero al carbono, postesado, durabilidad, análisis sísmico.

Water storage tanks, carbon steel, prestressed, durability, seismic analysis.

Desde el año 2011 TYPESA viene trabajando activamente en proyectos relacionados con el ciclo del agua en la península arábiga. Dentro de estos proyectos destacan, por su tamaño y singularidad, los grandes depósitos de almacenamiento de agua de diferentes tipologías: rectangulares de hormigón armado, cilíndricos metálicos y cilíndricos de hormigón postesado. En este artículo se pretende describir las principales características de los mismos. Se presentarán 4 grupos de depósitos, dos de ellos ejecutados en Riyadh y otros dos ejecutados en la ciudad de Jeddah.

En Riyadh TYPESA realiza la revisión del diseño y supervisión de obra de los proyectos estratégicos de abastecimiento de agua del plan maestro de la ciudad. El almacenamiento se lleva a cabo mediante depósitos rectangulares de hormigón armado, entre los que destacan cuatro

de ellos, cada uno de 300.000 m³ de capacidad, 1,2 M m³ de capacidad total.

En otras cuatro localizaciones distintas dentro de Riyadh, se construyeron seis tanques de acero al carbono con una capacidad de 166.666 m³/tanque. En total, en cada emplazamiento se almacenarán 1 M de m³ de agua potable. Con un diámetro de aproximadamente 110 m cada uno, altura de 20 m, y una cubierta de aluminio tipo dome con casi 25 m adicionales de altura, estos tanques están considerados los mayores tanques de acero para agua potable del mundo.

En la ciudad de Jeddah TYPESA también realiza la revisión de los proyectos y la asistencia técnica en obra para dos grupos de tanques de almacenamiento de agua, cada grupo con una capacidad global de 1M m³. Uno de los grupos de tanques está situado en Faisaliyah, en la zona urbana de Jeddah. El proyecto contempla 4 tanques de hormigón postesado de 250.000 m³ de capacidad cada uno, de 24 m de altura más 18 m de clave de la cúpula de aluminio y 120 m de diámetro. El tamaño y capacidad de estos tanques los convierte en un record mundial para este tipo de depósitos.

El otro grupo está situado en Briman y contempla 6 depósitos de chapa de acero de 166.650 m³ de capacidad cada uno, de 24 m de altura más 24 m de clave de la cúpula de aluminio y 110 m de diámetro.



Depósitos metálicos de Riyadh con una capacidad de 166.666 m³/tanque



Depósito de hormigón postesado de Faisaliyah, con capacidad para 250.000 m³/tanque

192. PROYECTO Y REHABILITACIÓN DEL DEPÓSITO DE CAN BOADA PARA EL PATRIMONIO INDUSTRIAL CATALÁN

PROJECT AND REFURBISHMENT OF THE CAN BOADA WATER TANK FOR THE CATALAN INDUSTRIAL HERITAGE

David García Carrera. BIS Structures. Socio Fundador y Director Técnico. Dr. Arquitecto. davidg@bisstructures.com

Amparo Lecha Gargallo. BIS Structures. Jefa de Equipo. Arquitecta Técnica. alecha@bisstructures.com

Depósito, anillo postesado, oxidación, estanqueidad.

Water tank, posttension ring, oxidation, water tightness.

El depósito de agua de Can Boada, en uso actualmente, fue proyectado por el ingeniero de caminos, canales y puertos Idelfonso Sánchez del Río nacido en La Rioja.

Es un depósito de 10.000 m³ de agua potable que La Mina de Aguas de Terrassa construyó en 1943 para garantizar el abastecimiento de agua de la ciudad en un momento de importante crecimiento demográfico.

Se trata de una construcción de hormigón de planta circular, de unos 74 m de diámetro exterior, con una cubierta muy característica, formada por 42 nervios de 27 m de luz en forma de arco y una serie de bóvedas de hormigón que cubren el espacio entre los mismos.

El proyecto consiste en una primera fase de recuperación del depósito que surge de la necesidad de garantizar la seguridad estructural, consolidar los elementos degradados y restituir la estanqueidad del mismo evitando las pérdidas de un bien preciado como es el agua, ya que está previsto que el edificio siga en uso durante muchos años más.

Uno de los principales problemas que presentaba la estructura del depósito era la oxidación importante de las armaduras de los nervios, así como desprendimientos de hormigón debido a la degradación, ambiente húmedo y ataque de cloruros. Tras un profundo análisis de la estructura se detectó una carencia grave de seguridad estructural de la cimentación frente a los empujes del agua combinados con los de la cubierta. Y, por último, una deficiencia importante, en este caso no estructural, de estanqueidad después de 70 años de vida útil, todo y el mantenimiento continuo del edificio, que se traducían en unas pérdidas importantes de agua.

Para solucionar el problema de oxidación se planteó un saneamiento general, recuperando o sustituyendo barras, y restituyendo la geometría con mortero de reparación. Para dar respuesta a la inestabilidad lateral de los cimientos, se realizó un anillo perimetral exterior de hormigón postesado que compensa los empujes. Por último, para solventar los problemas de estanqueidad se realizó un proyectado interior tanto de la solera como de los muros, creando un nuevo vaso estanco.



Estado inicial y final. Vista exterior



Estado inicial y final. Vista interior

Durante la ejecución de la primera fase se plantea una actuación arquitectónica de mejora del acceso. Se plantea eliminar el acceso existente que distorsiona, por su ubicación y geometría, el perfil del depósito y se opta por una torreta de acceso central de planta circular acorde a la geometría global del depósito y a los planos originales del edificio.

241. COMPUERTA DE CIERRE DE LA DÁRSENA DE EMBARCACIONES MENORES DEL PUERTO DE SANTA CRUZ DE LA PALMA

GATE CLOSURE AT THE MARINA OF THE PORT OF SANTA CRUZ DE LA PALMA

Manuel Biedma García. Acciona Ingeniería. Director Técnico División Ingeniería Estructural. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. manuel.biedma.garcia@acciona.com

Luis Carrillo Alonso. Acciona Ingeniería. Jefe de Proyectos División Ingeniería Estructural. Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luis.carrillo.alonso@acciona.com

Francisco Javier Martínez López. Acciona Ingeniería. Jefe de Proyectos División Ingeniería Estructural. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. franciscojavier.martinez.lopez@acciona.com

Compuerta metálica, estructura metálica móvil, obra marítima, estructura metálica.

Steel gate closure, movable steel structure, maritime work, steel structures.

Por encargo de la Autoridad Portuaria de Santa Cruz de Tenerife se han diseñado unas Compuertas que permitan el cierre completo de la dársena de embarcaciones menores del Puerto de Santa Cruz de La Palma, de tal manera que se atenúe la agitación debida al oleaje que se produce en su interior.

Con ese objetivo se ha previsto realizar las siguientes actuaciones: en primer lugar se reducirá 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. Adicionalmente se ejecutará 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 instalarán 2 compuertas de cierre metálicas de 4,00 m de altura y aproximadamente 24,5 m de ancho, las cuales permitirán el cierre de la bocana por encima del muro de gravedad indicado anteriormente.

El conjunto de las compuertas se ha diseñado de manera que se pueden disponer las compuertas en 4 posiciones distintas: una de descanso sobre el fondo de la bocana cuando no es necesaria su presencia, 2 de funcionamiento para cubrir los diferentes niveles de mareas y una última de mantenimiento que permite extraer las compuertas fuera del agua para realizar las tareas de reparación que fueran necesarias.

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.

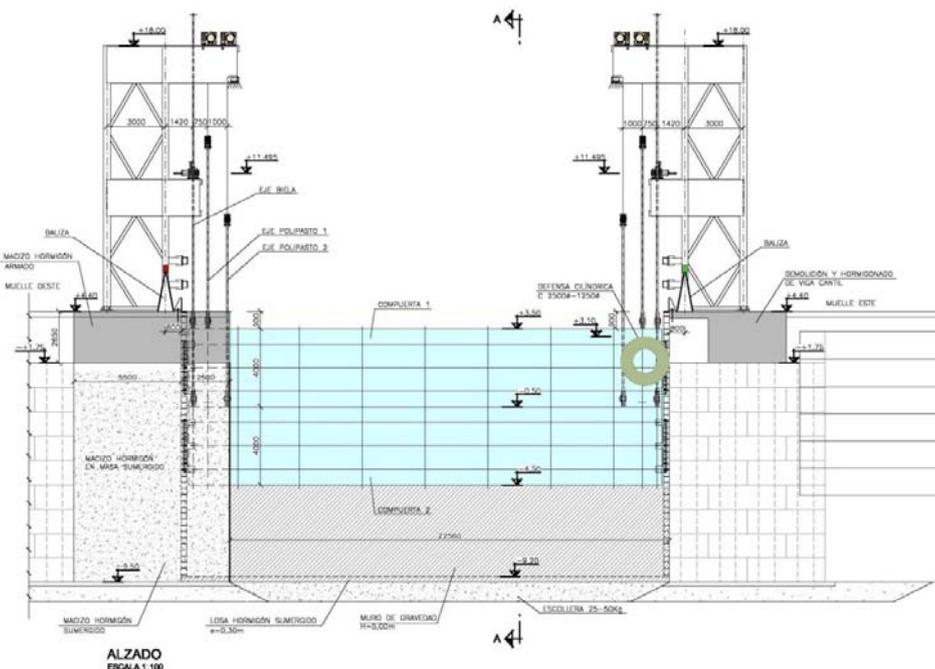


Figura 1. Alzado de la compuerta, torres de cuelgo y sistema de elevación

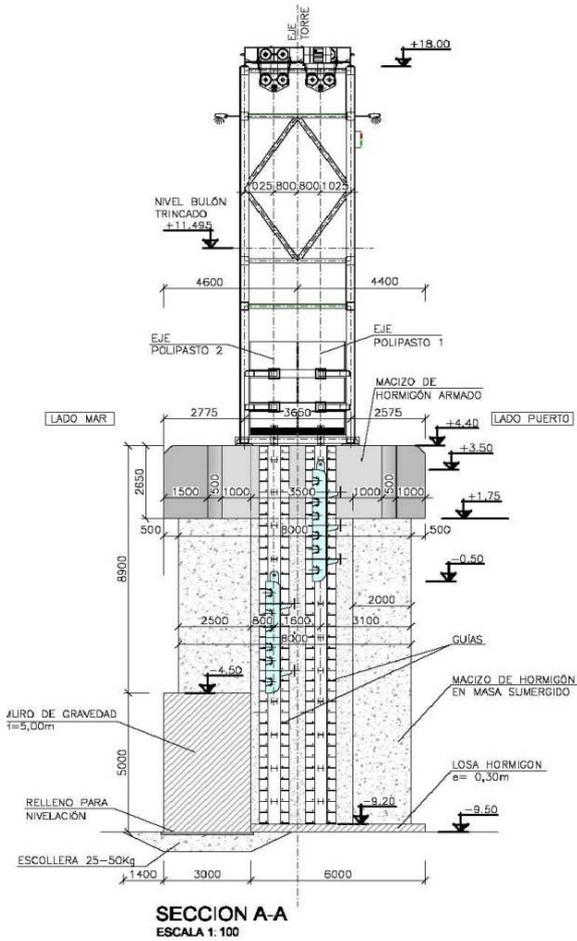


Figura 2. Sección de la compuerta, torres de cuelgue y sistema de elevación

El sistema de izado permite el movimiento de las compuertas mediante el accionamiento de los cables de los polipastos, pero adicionalmente se ejecutará un sistema consistente en una biela perforada donde se ensartarán unos bulones automatizados que permitirán que, en las fases de funcionamiento de las compuertas, su peso no descansa sobre el mecanismo de los polipastos.

Para el correcto funcionamiento del desplazamiento de la compuerta se instalarán en el paramento vertical de los muelles que delimitan la bocana unas guías metálicas donde se ubican cada uno de los topes de guiado de las compuertas, con el fin de conseguir que dicha maniobra sea lo más suave posible y se evite cualquier posible acodamiento de las compuertas.

244. VIAL SUBTERRÁNEO EN LA DÁRSENA DE LA MARINA, A CORUÑA

UNDERPASS IN LA MARINA DOCKS (A CORUÑA)

José Antonio González Meijide. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. meijide@temha.com

Arturo Antón Casado. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. anton@temha.com

Jesús Corbal Álvarez. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. corbal@temha.com

Alberto Esteban Castrillejo. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. esteban@temha.com

Vial subterráneo, hormigón pretensado, pantallas, falso túnel, cut and cover.

Underpass, post-tensioned concrete, slurry wall, cut and cover.

La actuación consiste en el soterramiento del vial existente al muelle de la Dársena de la Marina, en la fachada marítima de A Coruña. Para ello se construyó un vial subterráneo, que comienza en la Avenida do Porto, en las proximidades del centro comercial Los Cantones Village y el hotel NH Atlántico, y entronca con el Vial Subterráneo de O Parrote y con el Túnel de María Pita. El nuevo vial subterráneo tiene una longitud de 526 metros entre la Avda. do Porto y su conexión con el túnel de María Pita, más dos ramales de 200 metros para su conexión con el túnel de O Parrote (longitud total 926 metros).

La sección tipo tiene cuatro carriles (dos por sentido) en la Avda. do Porto, destinándose en la Avda. de La Marina un carril por sentido para resolver los movimientos con cada uno de los túneles con los que conecta (O Parrote y María Pita).

El aspecto más singular de este vial es que presenta un cruce subterráneo a distinto nivel. Con una geometría en planta en "Y", permite circulación en los dos sentidos entre la Avda. do Porto y simultáneamente O Parrote y María Pita. Esto ha supuesto apilar dos túneles que se cruzan entre sí, y alcanzar una profundidad de excavación de unos 15 metros en una ubicación adyacente a una de las dársenas del Puerto de A Coruña.



Vista general de las obras



Sección interior y acceso al cruce a distinto nivel subterráneo

El vial se resuelve mediante un falso túnel ejecutado a base de pantallas laterales, e intermedias en su caso, de hormigón armado, completándose el cajón mediante losas de cimentación y cubierta.

Dada la proximidad del túnel al muelle del puerto de A Coruña, el dimensionamiento y procedimiento constructivo del túnel de la Marina se vio condicionado por el efecto de la subpresión de agua. El dintel del túnel se proyectó como una losa aligerada armada empotrada a las pantallas. En las secciones de túnel con mayor luz, de hasta 23,20 m, se dispusieron anclajes al terreno en la zona central de la solera para contrarrestar el efecto debido a la subpresión y en el dintel se emplearon soluciones pretensadas. El proceso constructivo se realiza por el método denominado cut and cover top down.

La obra fue promovida por la Autoridad Portuaria de A Coruña. En la construcción del túnel de la Marina se ejecutaron 16.629 m² de pantallas. El presupuesto de licitación fue de 16,5 millones de euros.

247. NUEVA RAMPA RO-RO PARA EL PUERTO DE SANTANDER

NEW RO-RO RAMP AT THE HARBOR OF SANTANDER

Manuel Biedma García. Acciona Ingeniería. Director Técnico División Ingeniería Estructural. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. manuel.biedma.garcia@acciona.com

Luis Carrillo Alonso. Acciona Ingeniería. Jefe de Proyectos División Ingeniería Estructural. Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luis.carrillo.alonso@acciona.com

Rampa ro-ro, macizo de apoyo de rampa, obra marítima, estructura metálica.

Ro-ro ramp, bearing clump of the ramp, maritime work, steel structure.

Como consecuencia de que la terminal de carga rodada y pasaje con que cuenta en la actualidad el Puerto de Santander tiene su operatividad limitada dado que se dispone de una rampa hidráulica de reducido ancho, y dada la necesidad de ampliar esta capacidad en un plazo muy breve, se decidió adjudicar en el año 2015 el proceso de proyecto y obra que permitiera resolver esta situación de la forma más rápida posible. Por ello se planteó como condicionante que se sustituyera la rampa hidráulica actual por una de las rampas flotantes ge-



Figura 1. Demoliciones realizadas, corte con hilo de diamante, muro trasero



Figura 2. Rampa operativa en su nuevo emplazamiento

melas que prestan servicio en el muelle Raos 8 del mismo Puerto de Santander, siendo éstas de mayor tamaño que la rampa hidráulica a sustituir. Las rampas mencionadas son ro-ro, es decir, adaptadas a tráfico rodado.

Se procedió entonces en la fase de proyecto desarrollada durante el año 2015 a definir el proceso de desmontaje de la rampa hidráulica actual, la demolición de los hormigones y excavaciones necesarias para la construcción de un apoyo hormigonado trasero de la rampa flotante, así como el desmontaje y traslado y puesta en servicio de la rampa flotante, desde el muelle Raos 8 hasta su ubicación definitiva en el muelle de bloques, previo paso por dique seco para realizar labores de mantenimiento, reparación y adaptación a la nueva posición.

Para la instalación de la nueva rampa fue preciso proyectar un macizo de hormigón que permitiera anclar la nueva rampa. Este macizo debía ser compatible con las dimensiones del muelle existente, una vez demolida la rampa actual y adaptada su geometría. La principal dificultad en el diseño de este macizo, además de su encaje geométrico con la configuración de la rampa existente, fue su cimentación, ya que su apoyo se producía de forma no homogénea en parte en los rellenos del trasdós del muelle existente y en parte en los bloques de hormigón del borde del muelle. La posible incertidumbre en el cumplimiento del plazo en el caso de diseño de una cimentación profunda ha condicionado la ingeniosa solución de gravedad definida, en la que una mitad del muro de gravedad actúa como voladizo sobre la zona de pedraplén y la otra mitad apoya sobre los bloques de hormigón.

Por último hay que señalar que durante la fase de obra se procedió a realizar labores de asistencia técnica a la obra resolviendo diferentes detalles adaptados a la situación finalmente encontrada "in situ".

252. CONSTRUCCIÓN DE UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA AL PIE DE LA PRESA DE SAN RAFAEL, MÉXICO

NEW HYDROELECTRIC PLANT ATTACHED TO THE EXISTING DAM OF SAN RAFAEL. MÉXICO

Mariano Martín Cañueto. Acciona Ingeniería S.A. Jefe División de Ingeniería Estructural. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mariano.martin.canueto@acciona.com

Manuel Biedma García. Acciona Ingeniería S.A. Director Técnico División de Ingeniería Estructural. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. manuel.biedma.garcia@acciona.com

Luis Carrillo Alonso. Acciona Ingeniería S.A. Ingeniero Jefe de Proyecto. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luis.carrillo.alonso@acciona.com

Iván García Sáez. Acciona Ingeniería S.A. Ingeniero Jefe de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ivan.garcia.saez@acciona.com
 Jaime Santamarta Martínez. Acciona Ingeniería S.A. Ingeniero Jefe de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jaime.santamarta.martinez@acciona.com
 Pedro Jesús Ruiz Román. Acciona Ingeniería S.A. Ingeniero Jefe de Proyecto. Ingeniero Técnico de Obras Públicas. pedrojesus.ruiz.roman@acciona.com

Central hidroeléctrica, macizos de anclaje, fuerzas sísmicas, turbinas Kaplan, estructura metálica.

Hydroelectric plant, concrete massif, seismic forces, Kaplan turbine, steel structure.

La cuenca del río Santiago en México está regulada por una sucesión de presas y embalses caracterizados por la enorme magnitud de los caudales a regular. Todas sus infraestructuras son ejemplos de retos ingenieriles. Aguas abajo de todas ellas, hace ya más de veinte años se construyó un embalse de regulación, San Rafael, el cual se dejó previsto para la instalación de una futura central hidroeléctrica a pie de presa.

Fueron numerosos los intentos por desarrollar el proyecto de la central a pie de presa, pero la complejidad técnica del mismo provocó que durante más de cuatro lustros no se llevase a cabo este proyecto.

Finalmente en el año 2012, Acciona Ingeniería comenzó la redacción de este proyecto, para posteriormente continuar desarrollando los trabajos correspondientes a la asistencia técnica a la obra, encontrándose a día de hoy ya la central terminada completamente y por lo tanto en fase de explotación a pleno rendimiento.

Los principales retos del proyecto y de la construcción se enumeran a continuación:

- Construcción de una central hidroeléctrica al pie de una presa existente y en carga, sin reducción de los niveles de embalse, algunos de los cuales llegaron a alcanzar magnitud de niveles extraordinarios durante la construcción.
- Realización de un vaciado para la construcción de la central, de veinte metros de altura, el cual se sitúa quince metros bajo la cota de cimentación de los bloques de presa afectados.



Fase de construcción de macizos de anclaje



Situación final. Interior de la casa de máquinas

- Ejecución confinada en el estribo, entre una ladera escarpada y la propia presa, que obligaba a un fuerte sostenimiento de las ya complicadas excavaciones con presencia de agua.
- En el bloque de toma existente, hubo que realizar labores de anclaje, control de filtraciones, inyecciones de impermeabilización y un estudio de las distintas familias de fallas al objeto de asegurar su estabilidad una vez abierta la excavación y con la presa en carga.
- Acción sísmica de diseño muy fuerte, con la consecuente repercusión en el diseño de diferentes elementos estructurales.
- Para ajustar el proceso constructivos a los plazos establecidos por el cliente fue necesario modificar el planteamiento inicialmente previsto, con el ajuste de los elementos estructurales que lo requirieron, para así poder desarrollar simultáneamente los trabajos de construcción de las cámaras espirales de las turbinas Kaplan, con las tareas de ejecución de los muros perimetrales, así como de la estructura metálica que serviría de soporte al puente grúa necesario para poder montar los generadores.

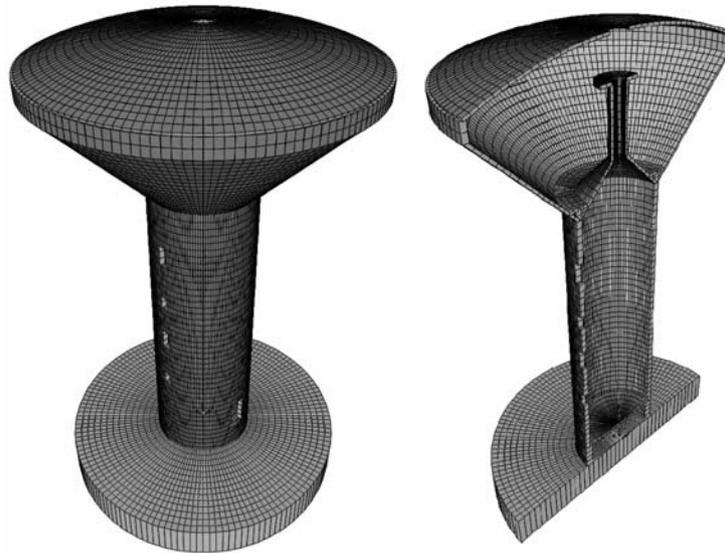
258. ANÁLISIS SÍSMICO MEDIANTE MÉTODO PUSHOVER DE UN DEPÓSITO ELEVADO EN ARGELIA

SEISMIC PUSHOVER ANALYSIS OF AN ELEVATED TANK IN ALGERIA

Manuel de la Cal Manteca. Euroestudios S.L. Ingeniero de Estructuras. Arquitecto. manuel.delacal@euroestudios.es
 Roberto Marín Sampalo. Euroestudios S.L. Ingeniero de Estructuras. Máster en Ingeniería Sísmica. r.marin@euroestudios.es
 David Gran Giménez. Euroestudios S.L. Ingeniero de Estructuras. Ingeniero Agrónomo. David.Gran@euroestudios.es

Análisis sísmico pushover, shell no lineal, depósito elevado, interacción suelo-estructura, acciones hidrodinámicas.

Seismic pushover analysis, nonlinear shell, elevated tank, soil-structure interaction, hydrodynamic forces.



Modelo estructural

El depósito elevado Ben Yakoub de 1.000 m³ de capacidad forma parte del sistema de abastecimiento de agua potable de la región de Constantine en Argelia. El depósito se construye con hormigón armado y consta de un vaso de forma troncocónica elevado 25 metros por un fuste cilíndrico que se apoya en una zapata circular.

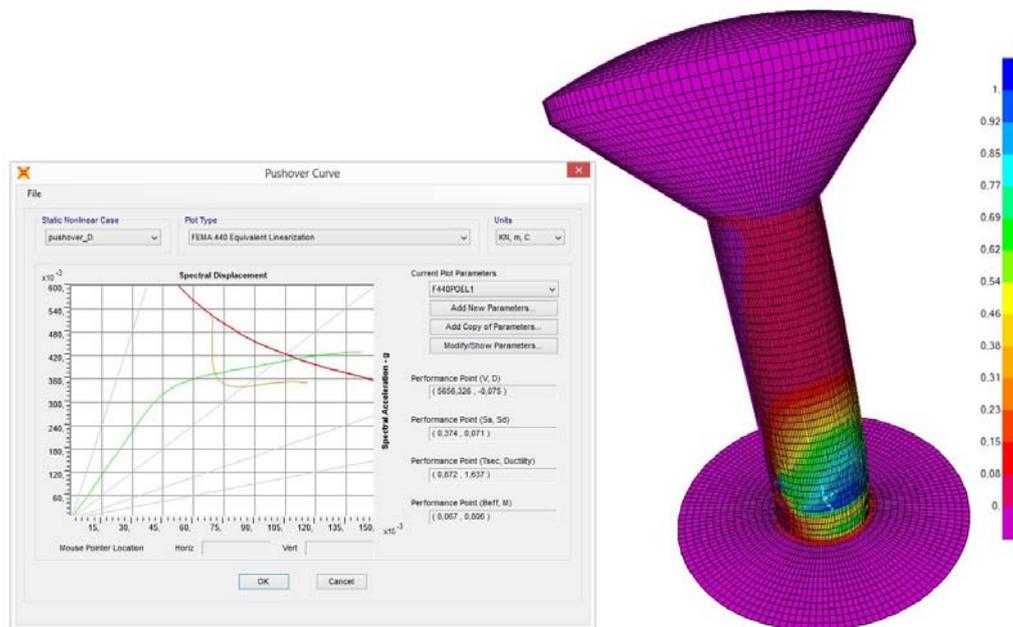
Debido a la situación en zona sísmica del depósito, a su geometría singular y a que se trata de una estructura de importancia especial, el diseño antisísmico de esta estructura es exigente. La estructura se asemeja a un péndulo invertido desde el punto de vista del análisis dinámico, lo cual supone dos puntos críticos principales a analizar:

- Análisis de la base del fuste. Al ser una estructura con un solo elemento portante vertical, el fuste cilíndrico, se podría asemejar a una estructura con un solo grado de hiperestaticidad. Esto supone que se ha de realizar un estudio pormenorizado de la base del fuste donde se pudiera llegar a formar una rótula plástica.
- Seguridad ante el vuelco. Mediante un análisis lineal elástico la seguridad al vuelco se aseguraría con una comprobación por capacidad

buscando que el fuste entre en régimen plástico antes de que se produzca el vuelco o falle la cimentación, lo cual es muy complicado de cumplir. Por ello se ha optado por un análisis no lineal tipo pushover, que nos permite determinar para cada combinación de carga el punto de desempeño estructural y comprobar, tanto la resistencia al vuelco, como el nivel de daño del fuste, para los esfuerzos en dichos puntos.

Además, para el análisis del depósito es necesario analizar la interacción suelo-estructura-agua. Para la interacción estructura-agua se emplea la teoría desarrollada por G.W. Housner.

El objetivo de este estudio es, en primer lugar, presentar los diferentes condicionantes estructurales del depósito y explicar cómo se han definido, tanto matemáticamente, como en el modelo de cálculo. En segundo lugar, describir como se ha llevado a cabo el proceso de análisis no lineal pushover. Y finalmente, mostrar los resultados obtenidos del análisis y las conclusiones derivadas de este.



Tensión normalizada en la armadura vertical del fuste y curva pushover

266. METRO DE RIAD, LÍNEA 3: ESTACIONES ELEVADAS

RIYADH METRO, LINE 3: ELEVATED STATIONS

María del Mar Mayo Martínez. Idom. Ingeniería Civil. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. mmayomar@idom.com

Estaciones elevadas, prefabricación, construcción segmental, diseño evolutivo, cubiertas de gran luz.

Elevated stations, precast, segmental bridge, time-dependant analysis, roof big span.

La Línea 3 del Metro de Riad en su tramo elevado consta de nueve estaciones, una de andén central y ocho lateral, que permiten el acceso de los usuarios desde la calle hasta los trenes. Entre los niveles de calle y andén existe otro intermedio, denominado Mezzanine, donde está el acceso al metro. Este nivel, además, proporciona conexión peatonal entre las aceras de las autopistas urbanas sobre las que discurre el Metro en su tramo sobre rasante. Las estaciones tienen 146 m de largo y 26 m de ancho y constan de tres niveles: Plataforma, Mezzanine y Bajo Rasante.

La Plataforma contiene el nivel de vías y andenes peatonales. En las de andén lateral está formado por dos vanos isostáticos de 33 m de luz y un puente hiperestático de 3 vanos, 20 + 40 + 20, de construcción segmental. En la estación central la plataforma es un puente continuo in situ (33 + 20 + 40 + 20 + 33). La cubierta de la estación es un canopy metálico de 90 m de longitud, 18 m de anchura y 8,50 m sobre el andén, que se apoya en seis puntos sobre el tablero hiperestático.

Los tableros apoyan en pilas de hormigón armado cimentadas en cajones, bajo rasantes, de unos 62 m de largo × 10,9 m de ancho.

La mezzanine es una losa de hormigón aligerado construida con vigas prefabricadas apoyadas en dinteles de hormigón postesado. Se apoya mediante POT en columnas circulares de 1,50 m de canto, excepto el pórtico central que está empotrado en una de las pilas soporte del tablero de plataforma. La estación se completa con estructuras metálicas: (1) accesos a la calle y (2) edificio apoyado en Mezzanine.

Las soluciones adoptadas buscan la máxima prefabricación y uniformidad priorizando la rapidez constructiva. El canopy es idéntico en todas ellas. Los tableros segmentales, la mezzanine y las estructuras metálicas son iguales en todas las de andén lateral.

La normativa considerada en el diseño se divide: (a) Infraestructura: ACI 343 y AASHTO; (b) Estaciones: ASCE SEI 7/10, ACI 318-11 y AISC/ASD. El tablero de plataforma se considera infraestructura, el resto, estación. Las pilas y cimentaciones se analizan bajo los dos enfoques normativos, con diferencias significativas entre ellos:

- Sismo. (a) Saudi Highway Manual Document: sismo es el 6% de las acciones verticales. (b) IBC-2009 es categoría sísmica A.
- Combinación de acciones.
- ASD/LRFD.
- Fisuración. AASHTO/ACI 318-11/Eurocódigo.



Línea 3 Metro Riad. Estación Elevada. Vista 3D



Izado de vigas prefabricadas de Mezzanine

268. 5.º TANQUE DE GAS NATURAL LICUADO (GNL) EN LA TERMINAL DE ZEEBRUGGE, BÉLGICA

5TH LNG TANK IN ZEEBRUGGE TERMINAL (BELGIUM)

Miguel Bañares Dorado. ESTEYCO S.A.P. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. miguel.banares@esteyco.com

Javier Nieto Calduch. ESTEYCO, S.A.P. Responsable Ingeniería del Terreno. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

javier.nieto@esteyco.com

Mikel Aramburu Celaya. ESTEYCO, S.A.P. Ingeniero Estructuras.

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mikel.aramburu@esteyco.com

Marc Esquiús Berengueras. ESTEYCO, S.A.P. Geotechnical Engineer.

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. marc.esquiús@esteyco.com

GNL, tanque, pantalla, Bélgica.

LNG, tank, diaphragm wall, Belgium.

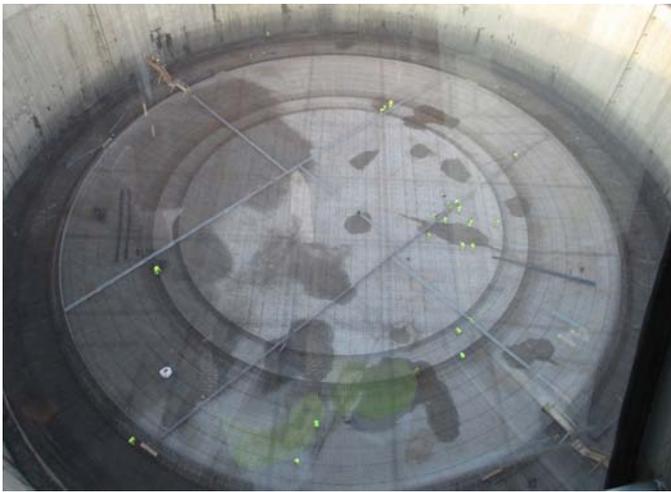
ESTEYCO ha sido contratada por BALZOLA para desarrollar los servicios de ingeniería de la Obra Civil dentro del Contrato Engineering-Procurement-Construction-Commissioning (EPCC) del 5º Tanque de gas natural licuado GNL en Zeebrugge (Bélgica) para FLUXYS.

El singular tanque de gas natural licuado (GNL) de "gran capacidad" (180.000 m³) requiere la definición de un recinto circular de pantallas que se proyecta con el objeto de semi-enterrar el tanque para cumplir con la limitación de altura máxima permitida.

Se define un muro perimetral de gran esbeltez con 102,1 m de diámetro interior, 37 metros de profundidad máxima y 24 metros de altura libre, con 1,2 m de espesor y arriostrado en cabeza por una viga de coronación de 2 m × 3,5 m.

La ejecución del recinto de pantallas y su vaciado presenta varias singularidades; por un lado, la presencia de bolos en el área de actuación que hace necesario su machaqueo mediante perforación con máquina de micropilotes, para hacer posible el trabajo de la pantalla-dadora. Por otro, la existencia de un acuífero semi-confinado que compromete la estabilidad del fondo de excavación y requiere un análisis del fenómeno de subpresión y la definición de medidas correctoras (sistema de bombeo provisional).

Realizado el vaciado y el acondicionamiento del fondo de excavación se procede a la construcción del tanque con las limitaciones del reducido espacio entre muro y pantalla y el trabajo en profundidad como principales condicionantes.



Armadura losa de cimentación



Vista general muro exterior

Las características del terreno permiten definir una losa armada de cimentación directa muy flexible con 97,7 m de diámetro y 0,8 m de espesor que crece hasta los 1,2 m en el anillo exterior bajo el muro lateral.

El muro lateral de hormigón pretensado que tiene una altura de 33,725 m y 95,1 m de diámetro exterior presenta un espesor de 0,8 m con 4 contrafuertes de 1,38 m en los que se anclan los 68 tendones horizontales. Del mismo modo, se definen 74 tendones verticales anclados en la coronación del muro.

Para la cúpula se plantea un cascarón esférico de hormigón armado de 0,45 m de espesor y radio el diámetro interior entre muros. Dicho elemento estructural además de ser el cerramiento del tanque exterior hace de sustento para distintas instalaciones auxiliares que comprometen el comportamiento como membrana de la cúpula.

271. COMPLEJO HIDROELÉCTRICO RENACE, EN GUATEMALA. TÚNELES DE ADUCCIÓN DE LAS FASES II Y III

RENACE HYDROELECTRIC COMPLEX, GUATEMALA. ADDUCTION TUNNELS PHASE II & III

Carlos Rozas Labrador. COBRA Infraestructuras Hidráulicas. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. crozas@grupocobra.com

Hugo Corres Peiretti. Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Catedrático de la U.P.M. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. hcp@fhedor.es
 Fernando Rodríguez García. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Director Fhecor Conocimiento. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. frg@fhedor.es
 Javier de Cabo Ripoll. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Equipo de Obra Civil. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jcr@fhedor.es
 Javier Milián Mateos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Equipo de Obra Civil. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmm@fhedor.es

Túnel, hidráulico, revestimiento, conducción forzada, filtración.

Tunnel, hydraulic, cover, pressurized conduction, filtrations.

El complejo hidroeléctrico de Renace se sitúa en el río Cahabón, en el departamento de Alta Verapaz, en Guatemala, y se convertirá en la mayor planta generadora de electricidad del país cuando finalicen las obras de las cuatro hidroeléctricas en cascada de que consta el proyecto. La capacidad de generación superará los 300 MW.

El proyecto consta de cuatro fases; la primera de ellas ya estaba en funcionamiento, y la ejecución de las otras tres ha sido adjudicada a la empresa española COBRA Infraestructuras Hidráulicas. Actualmente la segunda fase está también en funcionamiento.

Fhecor Ingenieros Consultores ha participado en las fases de proyecto y asistencia técnica a la ejecución de los túneles de aducción de las fases II y III. Ambos túneles se excavan en roca mediante voladura, y a continuación se ejecuta un revestimiento interior con funciones estructural y de limitación de las filtraciones. El difícil acceso a la zona condiciona en gran medida la ejecución.

En el túnel de la Fase II la solución adoptada consiste en una tubería circular de acero que se apoya en el interior del túnel a lo largo de toda su longitud sobre una cama de hormigón. La longitud total del túnel de aducción es de 3,9 km. La tubería metálica presenta una sección circular de 3,57 m de diámetro, y se encuentra sometida a presiones interiores de hasta 230 metros de columna de agua. Los espesores de chapa de la tubería varían a lo largo de su longitud entre los 10,5 y los 25 mm.

En el túnel de la Fase III el revestimiento del túnel de aducción es de hormigón armado, con forma circular, de espesor 20 cm. El túnel de unos 4,6 km de longitud tiene una única sección de 4,8 m de diámetro interior, y se ve sometido a presiones interiores de hasta 40 metros de columna de agua. El armado es variable a lo largo de su longitud y se define en función de las características geotécnicas del macizo rocoso.



Figura 1. Tubería metálica de Renace II. Arañas de rigidización provisional durante el transporte



Figura 2. Acabado del revestimiento de hormigón del túnel de Renace III

272. NUEVO CARRO VARADERO MODULABLE Y SISTEMA DE TIRO EN EL ASTILLERO DE REPNAVAL

NEW MODULAR SLIPWAY TROLLEY AND PULLING SYSTEM FOR REPNAVAL SHIPYARD

Jaime Santamarta Martínez. Acciona Ingeniería. Head of BIM. MSC Civil Engineer. jaime.santamarta.martinez@acciona.com
Manuel Biedma García. Acciona Ingeniería. Director Técnico División de Ingeniería Estructura. Ingeniero de Caminos. manuel.biedma.garcia@acciona.com

Carro, varadero, astillero, tiro, metálico.

Trolley, slipway, shipyard, pulling, steel.

El proyecto de diseño del carro varadero llevado a cabo por Acciona Ingeniería se enmarca dentro del proyecto de rehabilitación de la rampa 4 del astillero de REPNAVAL en Las Palmas de Gran Canaria. Las instalaciones del astillero disponen de un total de 5 rampas donde se llevan a cabo las reparaciones de los barcos, y con su ampliación se pretende cubrir el sector de buques de hasta 120 metros de eslora y 20 metros de manga, llevando a cabo el desplazamiento de barcos tanto con quilla y peso máximo de 4.500 t, como de fondo plano y peso máximo de 5.500 t. Con la ampliación de la rampa 4 y la construcción del nuevo carro varadero, se conseguirán una serie de mejoras y ventajas, como son las que se describen a continuación:

- Captación en el Puerto de Las Palmas de buques de mayores dimensiones y tonelaje.
- Beneficio para la Autoridad Portuaria gracias al aumento de tráfico de buques que necesitan reparación.
- Beneficio general para la mano de obra e industria de Las Palmas necesaria para la reparación de los buques.
- Mejora de la calidad ambiental y seguridad de las operaciones portuarias al cambiar la maquinilla de varada existente ya obsoleta, por otra nueva, más eficiente y de mejores prestaciones medioambientales.

La estructura diseñada consta de un conjunto de carros metálicos (fig. 1) que ruedan sobre unos raíles insertos en unos macizos de hormigón armado que funcionan como vigas corridas de cimentación, y cuyo tiro se realiza mediante un sistema de poleas y tirantes que permiten el varado y fondeo de los buques.

En el diseño se distinguen el carro corto, que circula sobre dos carriles centrales, y el carro largo, que circula sobre un total de seis carriles. En lo que respecta a la secuencia de montaje de los carros, ésta alterna un carro corto con un carro largo. La unión entre carros se



Vista general del carro varadero



Vista general del sistema de tiro

efectúa por medio de una articulación desmontable. Así, uniendo carros, es posible adecuar el tamaño del carro varadero a las dimensiones de la eslora del barco. Así, para poder alcanzar la longitud de eslora máxima de 120 metros, se fabrican un total de 24 carros largos y 27 carros cortos.

Además se han diseñado otros elementos singulares del conjunto, tales como el enganche para varado, el enganche para fondeo, y el sistema de tiro del conjunto del carro (fig. 2).

276. PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LOS TÚNELES VIARIOS EN LA PLAZA DE LAS GLORIAS Y ANTEPROYECTO DE VIABILIDAD EN SUPERFICIE

CONSTRUCTION PROJECT OF ROAD TUNNELS IN LAS GLORIAS SQUARE AND FEASIBILITY PROJECT AT GROUND LEVEL

Javier Rui-Wamba Martija. Esteyco, S.A.P. Fundador y Presidente. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ruiwamba@esteyco.com
Carlos García Acón. Esteyco S.A.P. Director General. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cgarcia@esteyco.com
Luis Castro Soto. Esteyco S.A.P. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luis.castro@esteyco.com
Javier Nieto Calduch. Esteyco S.A.P. Director de Ingeniería del Terreno. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. javier.nieto@esteyco.com
Miguel Bañares Dorado. Esteyco S.A.P. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. miguel.banares@esteyco.com

Plaza, túnel, Glorias, Barcelona.

Square, tunnel, Glorias, Barcelona.

La Plaza de las Glòries se encuentra ubicada en el distrito de Sant Martí. Es la unión de tres de las avenidas más importantes de la Ciudad de Barcelona; la Avenida Diagonal, la Avenida Meridiana y la Gran Vía de les Corts Catalanes.

A grandes rasgos el proyecto consiste en la construcción del túnel que permitirá el soterramiento de la Gran Vía por debajo de la plaza de las Glòries.

Las principales infraestructuras existentes en la plaza (y que condicionan el trazado en alzado de los túneles viarios) son los cuatro túneles ferroviarios, tres de ADIF y uno de TMB. El nuevo túnel cruzará bajo los cuatro existentes, en servicio.

Además de estos túneles ferroviarios discurren por la plaza una serie de infraestructuras de servicios existentes, y el freático elevado, que son condicionantes adicionales del diseño.

Los túneles de Glòries son 2 tubos independientes, con circulación unidireccional que se pretenden construir en dos fases. La primera etapa corresponde al tramo de túnel ubicado entre la calle Castillejos y la calle Badajoz, formado por dos pozos y por tres tramos de túnel que cruzan las líneas ferroviarias existentes (508 m). La segunda etapa corresponde al tramo comprendido entre las calles Badajoz y Rambla del Poblenou, que alarga el túnel a 957 m.

El método previsto para la ejecución de los túneles en la mayor parte de tramos es mediante pantallas de hormigón armado. Es un método constructivo descendente tipo "cut and cover" donde en primer lugar se ejecutan las pantallas perimetrales y a medida que se

rebaja la excavación se ejecutan progresivamente las losas intermedias que garantizan la estabilidad del recinto excavado.

El proceso constructivo de los túneles en los tramos ubicados bajo las actuales líneas de metro y ferrocarril serán ejecutados mediante un sistema de hincado de tubos metálicos y posterior excavación en mina por debajo de los tubos (transformados en secciones mixtas pre-tensadas) y al abrigo de los mismos.

Se trata de un método constructivo pensado para minimizar la afectación a los túneles ferroviarios existentes y al elevado número de servicios presentes en la zona. También permite optimizar la actuación en términos económicos y de plazo de ejecución.

290. PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTACIONES PARA LA NUEVA LÍNEA 6 DEL METRO DE SANTIAGO DE CHILE

DESIGN AND CONSTRUCTION OF STATIONS FOR THE NEW LINE 6 METRO DE SANTIAGO

Gino Rivera Torres. IDOM. Jefe de Ingeniería Proyecto Estaciones Línea 6. Ingeniero Civil. grivera@idom.com

Andrés Larrain Contador. ALV Ingenieros. Consultor Estructural. Ingeniero Civil. andres.larrain@alving.cl

Rodrigo Raniman Hueche. Metro de Santiago. Jefe de Proyecto Estaciones Línea 6. Ingeniero Civil. rraniman@metro.cl

Héctor González Garrido. Metro de Santiago. Gerente de Ingeniería, OO. CC. y Arquitectura. Ingeniero Civil. hgonzalez@metro.cl

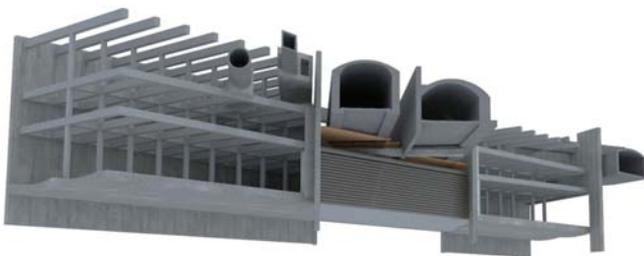
Carlos Castañón Jiménez. IDOM. Director de Proyecto Estaciones L6. Ingeniero Civil. ccastanon@idom.com

Proyecto, construcción, metro, ferrocarril subterráneo, obras enterradas.

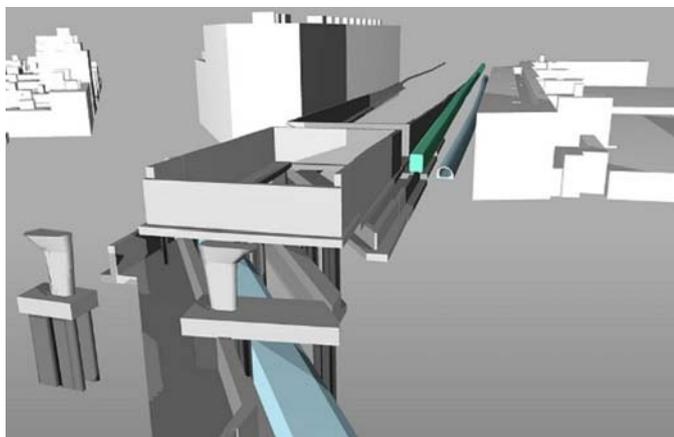
Project, construction, metro, underground train, underground works.

El proyecto de la Línea 6 del Metro de Santiago, actualmente en construcción, contempló el diseño de 10 estaciones subterráneas, distribuidas en una longitud de trazado de 15,3 Km. Se espera inaugurar en el segundo semestre de 2017.

El costo previsto de la obra civil, arquitectura e instalaciones interiores es de 150 M€, con un plazo de ejecución del orden de 31 meses. El proyecto, ejecutado en un plazo extendido de 23 meses, supone del orden de 7,2% del costo de la obra.



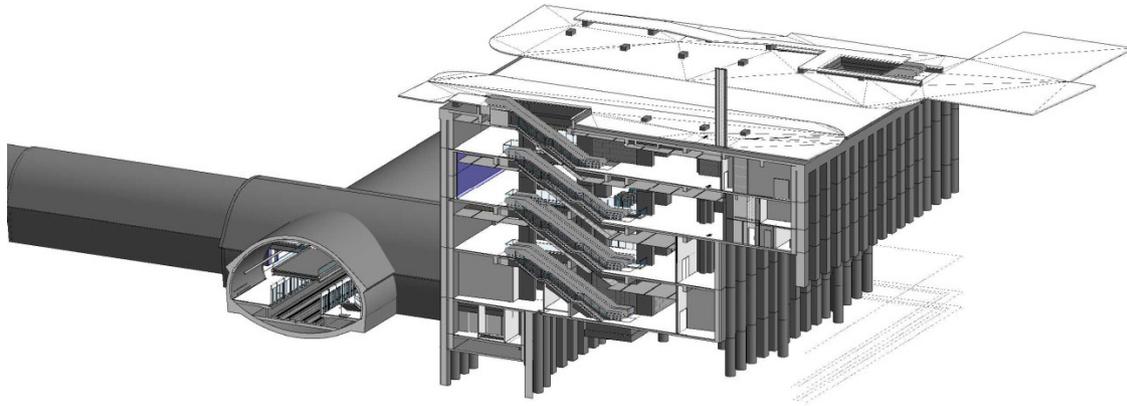
Vista 3D



Visualización 3D infraestructuras



Estación Inés de Suárez. Demolición parcial del manto



Estación Los Leones Norte. Modelo Revit

Las singularidades de esta obra son básicamente dos:

- De las 10 estaciones mencionadas, cuatro corresponden a estaciones de combinación o intercambio con otras líneas, tres con líneas en operación y una con Línea 3, en construcción.
- Se consideró en los diseños que 3 estaciones fueran diseñadas y construidas con la visión de poder levantar en una fase futura edificaciones sobre los piques de acceso y terrenos residuales.

Los mayores desafíos para el diseño estructural fueron los siguientes:

- Estación Franklin: refuerzo estructural en atravesado entre Línea 2 en operación y Línea 6 y creación de numerosas pasadas en muros existentes para la interconexión con nueva estación Franklin Línea 6.
- Estación Los Leones Norte: refuerzo pilotes de soporte calle Suecia para actuar como pilares de la estación. Aumento de cargas por posibles edificaciones futuras.
- Estación Inés de Suárez: cortes en mantos de piques de construcción y refuerzos necesarios para la ampliación de espacios de boletería a partir de estos.
- Estación Nuble: diseño de refuerzos en muros y apuntalamiento necesarios, frente a grandes empujes estáticos y sísmicos.
- Métodos constructivos que permitieran optimizar los tiempos de construcción y generaran el menor impacto en el entorno, tal como el uso de elementos prefabricados.

311. TORRES EÓLICAS EN BRASIL

WIND TOWERS IN BRAZIL

Carlos Ríos Frutos. Calter Ingeniería S.L. Director Departamento Estructuras Especiales. Ingeniero Civil. crios@calter.es
Elia María Perez García. Calter Ingeniería S.L. Jefa de Proyecto. Ingeniera de Caminos. emperez@calter.es

Viento, torres, turbina, esbeltez, prefabricado.

Wind, towers, turbine, slenderness, precast.

INTRODUCCIÓN

Se describe el proyecto y construcción de más de 100 torres eólicas en el norte de Brasil.

DESCRIPCIÓN

Las torres son de hormigón prefabricado, de altura total 116.70 m para una altura de buje de turbina de 120 m, rotor de 110 m y potencia nominal de 2.1 MW.

La torre se divide horizontalmente en elementos troncocónicos denominados anillos, que a su vez se dividen verticalmente en segmentos o dovelas.

El sistema resistente resulta de una combinación de armadura pasiva y postesado exterior, que permiten la continuidad de esfuerzos a lo largo de la torre incluyendo las juntas horizontales entre anillos.

En coronación se coloca un adaptador metálico cilíndrico que permite la transición entre el hormigón y la góndola de la turbina.

FUNCIONAMIENTO ESTRUCTURAL

Se hace especial hincapié en la esbeltez de la torre, condicionada por el diámetro en punta de pala, y la efectividad del postesado a efectos de reducir la pérdida de rigidez de la misma y permitir la reducción de la armadura pasiva. Este funcionamiento favorable del postesado exterior en estructuras esbeltas es extrapolable a otros elementos estructurales en gran variedad de casos.

Adicionalmente se describen someramente las verificaciones habituales en el diseño de torres eólicas de hormigón, como fatiga del mismo y del acero pasivo, conexión hormigón-góndola etc.

Las torres fueron certificadas por el organismo certificador GL-DNV.



Segmento durante el premontaje



Torre durante el montaje

332. REHABILITACIÓN DE LAS OBRAS DE FÁBRICA SITUADAS EN LOS PP. KK. 87+300 Y 88+700 DE LA CARRETERA N-301

REHABILITATION OF THE MASONRY VAULTS LOCATED AT THE KM 87 + 300 AND KM 88 + 700 OF THE N-301

Noemí Corral Moraleda. LRA Infrastructures Consulting. Ingeniera de Estructuras. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. noemicorral@lraingenieria.es

Tomás Ripa Alonso. LRA Infrastructures Consulting. Socio Director. Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. tomasripaalonso@gmail.com

Puente, fábrica, bóvedas, rehabilitación.

Bridge, masonry, vaults, rehabilitation.

Las obras de fábrica se apoyan en dos ideas sencillas; la trabazón, o grado de engarce entre las piezas (piedra o ladrillo), resultado del solape de piezas de las distintas hiladas y la adherencia, o nivel de cohesión de los elementos, obtenida gracias al mortero de relleno (argamasa).

A modo teórico, si nos imaginamos un muro de fábrica sometido a cargas verticales, la traba de las piezas elimina el plano de fractura que, de otra forma, se produciría en la junta vertical de mortero, o llaga, si apiláramos las piezas sin solape entre unas y otras y, por tanto, incrementa la resistencia a compresión del conjunto. Por otro lado, la interfaz o cohesión entre mortero y piezas otorga resistencia frente a esfuerzos tangenciales, contenidos en el plano del tendel o junta



Pérdida de piezas de ladrillo en zonas extensas de la bóveda

horizontal. Así pues, para abordar la reparación de este tipo de estructuras es esencial restituir los conceptos de traba y cohesión, además de minimizar la afectación a la propia estructura.

Este es el caso particular de las bóvedas de fábrica situadas en los pp.kk. 87+300 y 88+700 de la carretera N-301 en Villatobas (Toledo), con una degradación generalizada del mortero de rejuntado y meteorización y pérdida de ladrillos en áreas extensas que comprometían la adherencia y la trabazón de la fábrica en zonas localizadas y manifestaban una clara afectación a la respuesta global de sendas estructuras, por lo que se planteó su reparación mediante un expediente de obras de emergencia.

En las zonas en las que se habían producido pérdidas o meteorización de ladrillos se procedió a su saneo y posterior relleno con mortero de cal, anclando previamente unas varillas de acero a los ladrillos sanos que reforzaran la junta creada entre el mortero de reparación y la fábrica original, e imitar así la ley de traba de las hiladas de ladrillo primitivas. Por su parte, en las zonas en las que se observó mortero de rejuntado degradado o falta del mismo, se procedió a su reposición con otro mortero de características similares, restituyendo la interfaz ladrillo-mortero y asegurando la cohesión o adherencia inicial. Asimismo, fue esencial la elección de unos materiales compatibles con el soporte original.

Esta ponencia pretende, a través del ejemplo de una rehabilitación particular, esbozar unas buenas prácticas para abordar la reparación de unas estructuras que, aun habiendo sido desplazadas por la entrada de nuevos materiales, constituyen una parte significativa del patrimonio actual.



Varillas de acero fijadas al soporte para restituir la trabazón de la bóveda

365. SOLUCIONES INNOVADORAS EN EL CRUCE DE TÚNELES Y ESTACIONES DE LA L5 DEL METRO DE RIADH

INNOVATIVE SOLUTIONS FOR TUNNEL AND STATIONS CROSSING L5 METRO RIYADH

Víctor Torralba Mendiola. Bridge Technologies SL. Director de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. victor.torralba@btechno.es
Gonzalo Ramos Schneider. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental-UPC. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gonzalo.ramos@upc.edu
Ángel García-Fontanet Molina. PRO Geo Consultores. Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. agfm@progeo-cga.com
Tomás Arranz Marco. FCC Construcción. FAST L5 Construction Manager. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TArranzM@fcc.es
Didac Plana Aguilar. FCC Construcción. FAST L5 Design Management. Ingeniero Geólogo. DPlanaA@fcc.es
Javier Ainchil Lavín. FCC Construcción. FAST Design & Construction Manager. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jainchil@fcc.es

TBM túnel, estaciones metro, dovelas.

TBM tunnel, Metro stations, segments.

La Línea 5 del Metro de Riyadh (Arabia Saudí) pertenece al paquete adjudicado al Consorcio FAST, del cual es socio FCC Construcción. Dicha línea la está construyendo un equipo de FCC y consiste en un túnel mediante TBM y una serie de estaciones construidas a cielo abierto. Esta comunicación se centra en la problemática surgida en el cruce entre túnel y estaciones. Gracias a la magnífica progresión del túnel, éste alcanzó las estaciones en fechas anteriores a las previstas en el planning, por lo que las pasó en lleno, es decir, antes de haberlas excavado. Por ello, se planteó el problema de intentar simultanear los trabajos en el túnel y, en consecuencia, mantener el sostenimiento de dovelas, a la vez que se excavaba la estación y se iniciaba la ejecución de su estructura interior.

Como es bien sabido, los sostenimientos de dovelas funcionan por forma gracias al confinamiento que les proporciona el terreno circundante. En el caso de excavar alrededor del túnel y dejar el sostenimiento "al aire", éste es un mecanismo que colapsa. Por ello se diseñó un procedimiento de excavación, y un refuerzo simultáneo del túnel (únicamente desde su exterior) que permitió compatibilizar ambos trabajos con seguridad suficiente para los trabajadores del interior del túnel. Para ello se realizaron numerosos modelos numéricos, teniendo en cuenta múltiples fases de excavación y de posición de las juntas. Este procedimiento se adoptó en 5 estaciones.



Refuerzo de túnel



Excavación parcial con sostenimiento del propio terreno

Posteriormente, y una vez completado con éxito, se pensó en una mejora adicional que permitía eliminar los refuerzos del túnel y era mantener una porción de terreno (en este caso roca arenisca blanda), que hiciera el efecto de confinamiento antes indicado. Esta solución, que es más sencilla pero que libera menos espacio, se ha aplicado a otra de las estaciones.

Con una solución novedosa e innovadora, uniendo necesidades de obra con capacidades de cálculo y dimensionamiento, se ha conseguido recortar más de 4 meses de plazo.

En esta comunicación se muestran los modelos y refuerzos diseñados.

377. TÚNELES CON DOVELAS ARMADAS ÚNICAMENTE CON FIBRAS METÁLICAS EN PERÚ

TUNNELS IN PERU WITH SEGMENTS OF STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE

Víctor Torralba Mendiola. Bridge Technologies SL. Director de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. victor.torralba@btechno.es
Gonzalo Ramos Schneider. Departamento Ingeniería Civil y Ambiental-UPC. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gonzalo.ramos@upc.edu
Antonio Romero Ballesteros. FHECOR. Jefe de Equipo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. arb@fhecor.es

TBM túnel, hormigón con fibras metálicas.

TBM tunnel, steel fiber reinforced concrete.

El Proyecto Majes-Siguas Etapa II, en Perú, fue adjudicado a la Concesionaria Angostura Siguas, formada por la empresa española Cobra y la peruana Cosapi. Dentro de este gran proyecto hidráulico, que incluye una presa, azudes, sifones, múltiples canales y canalizaciones, se encuentran diversos túneles de gran longitud. En concreto, están los túneles de Pucará (6.330 m), Transandino (9.674 m) y el de Lluclla-Siguas (12.820 m).

Estos túneles tienen un diámetro interior de 5,0 m y se van a ejecutar mediante tuneladora. Las dovelas son de 235 mm de espesor, lo que representa una esbeltez de 21,3 (diámetro interior/espesor de

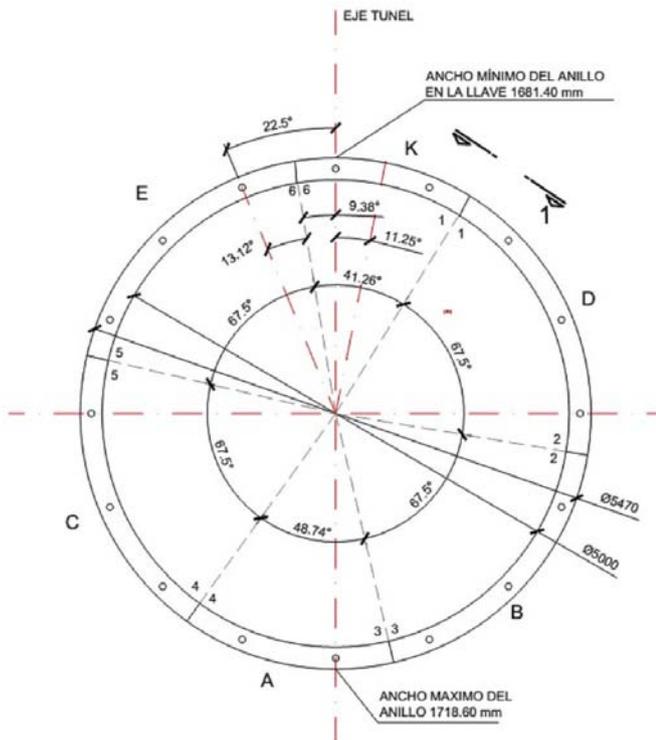
378. MECANISMOS RESISTENTES DE LAS BÓVEDAS DE LA IGLESIA DE S. PEDRO EN BERGARA, GUIPÚZCOA

LOADBEARING MECHANISMS OF THE VAULTS OF THE ST. PETER'S CHURCH IN BERGARA (GUIPÚZCOA)

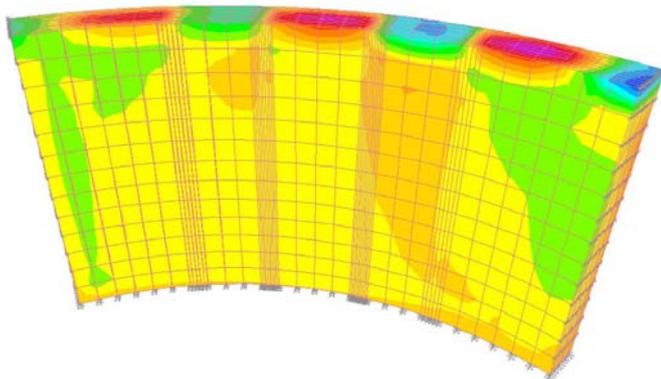
José Galafel González. FHECOR Ingenieros Consultores. Jefe de Equipo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jgag@fhecor.es
 Javier León González. Grupo de Hormigón Estructural. ETSICCP-UPM. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jlg@he-upm.com

Antifunicularidad, estructuras de fábrica, análisis límite.

Antifunicularity, masonry structures, limit analysis.



Sección transversal del túnel



Tensiones debidas a empuje gatos tuneladora

dovela). Los esfuerzos son considerables en algunas secciones dadas las grandes monteras y presiones de agua esperadas.

La característica más sobresaliente de estos sostenimientos es que las dovelas están armadas únicamente con fibras metálicas prácticamente en su totalidad. Sólo en algunas zonas donde se esperan posibles empujes excepcionales de la tuneladora se prevé disponer dovelas híbridas, con armadura convencional únicamente en el contorno.

En la comunicación se presentarán los criterios de diseño seguidos (básicamente Model Code 2010), los ensayos realizados en los materiales (EN 14651:2005) y los resultados obtenidos. Se realizará una comparación con normativas y recomendaciones existentes. No se entrará en los modelos geomecánicos que han sido desarrollados por la empresa ICYFSA.

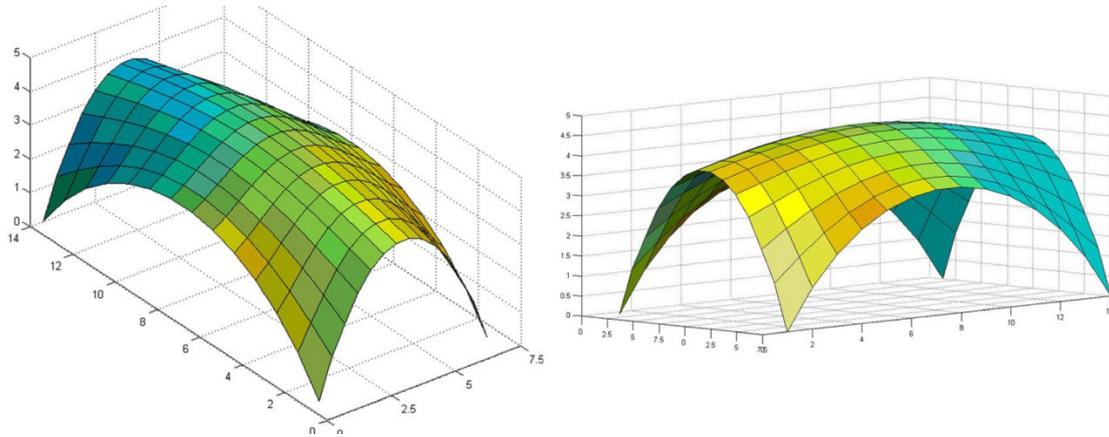


Vista de las bóvedas

Esta iglesia, que formalmente se encuadra en el llamado "gótico vasco" tiene, a los pies, al oeste del templo, un hastial que presentaba unas fisuras significativas, junto con un desplome hacia el exterior y, en el interior, unas grietas de Sabouret o de incompatibilidad cinemática entre bóvedas (la del coro, más baja y posterior en el tiempo y la alta de la nave) y hastial que preocuparon a la Dirección Facultativa, que quería saber cuál era el origen y la trascendencia del problema y qué actuaciones cabía emprender.

Los autores de esta ponencia, partidarios declarados de una "ingeniería minimalista" que haga todos los esfuerzos necesarios para entender la causa o causas de los desarreglos observados y minimice las intervenciones, presentan los criterios seguidos para entender y así, como fue el caso, afirmar con fundamento que no era necesario acometer actuaciones que fueran más allá de la inyección de fisuras y de un seguimiento en el tiempo de los paramentos y bóveda.

En efecto, pudo comprobarse que, si bien los desplomes del muro pudieron deberse inicialmente, poco después de la construcción, al empuje de la nave alta, acrecentados después cuando se construyó la bóveda del coro, los movimientos posteriores se explicaban, como sucede con mucha frecuencia en los paramentos orientados al sur y al oeste, a una pérdida de rigidez de las fábricas como consecuencia de variaciones térmicas más acusadas día-noche e invierno-verano que otros paramentos. Al mismo tiempo, la pérdida de rigidez y el desplome progresivo, aunque no inquietante, del muro provocó un movimiento impuesto en los arranques de las bóvedas que trajo consigo la deformación de la bóveda y su inevitable despegue de aquél en



Superficie antifunicular de la bóveda de cubierta con reacciones mínimas sobre fachada (lado largo)

su perpiño de arranque (grieta de Sabouret), relajándose el empuje de las bóvedas.

En lugar de utilizar un modelo de análisis de esos que dan solución única y dibujan deformadas y tensiones, a pesar de que no pueden viajar por entre las grietas, que imponen una tiranía que tiende a desconectar al ingeniero incauto de la realidad que tiene ante sus ojos, los autores utilizaron un procedimiento de búsqueda de las superficies antifuniculares que, en las dos situaciones sintetizadas (antes y después del despegue de la bóveda), permitieran entender y cuantificar, siquiera aproximadamente cuál el nivel de seguridad de la estructura.

427. TANQUES DE HORMIGÓN POSTESADO DE 120 M DE DIÁMETRO EN JEDDAH, ARABIA SAUDÍ

120 M DIAMETER POST-TENSIONED CONCRETE TANKS IN JEDDAH, SAUDI ARABIA

Guillermo Santamaría Caballero. INTECSA-INARSA. Jefe de Proyecto de Estructuras. Ingeniero de Caminos.

guillermo.santamaria@intecsa-inarsa.es

Antonio García Povill. INTECSA-INARSA. Jefe de Proyecto de Estructuras. Ingeniero Civil. antonio.garcia@intecsa-inarsa.es

Pablo Fraile Herrero. INTECSA-INARSA. Jefe de Proyecto de Estructuras. Ingeniero de Caminos. pablo.fraile@intecsa-inarsa.es

Ignacio Abad González. INTECSA-INARSA. Jefe de Departamento de Túneles y Estructuras. Ingeniero de Caminos. ignacio.abad@intecsa-inarsa.es

Depósito, postesado, sismo, junta, no-lineal.

Tank, post-tensioning, earthquake, joint, non-linear.

INTECSA-INARSA ha proyectado 4 tanques de hormigón postesado para almacenamiento de agua, en Jeddah. Cada tanque tiene capacidad para 250.000 m³, lo que representa un record mundial en esta tipología.

El diámetro interior de los tanques es de 120 m, con una altura de muro de 22,75 m. Estos recintos se coronan con cúpulas de aluminio. Esta comunicación se refiere únicamente a la estructura de hormigón de los tanques.

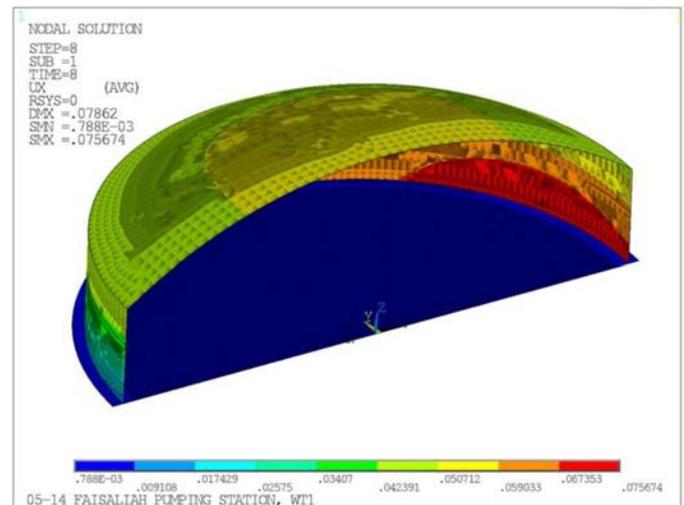
Los muros perimetrales son de 90 cm de espesor en HP-40, con 6 pilas de anclaje, y se han postesado verticalmente mediante barras Ø50 mm y horizontalmente mediante tendones de hasta 31 cordones.

La cimentación de estos tanques es superficial en hormigón armado HA-30, con zapata anular bajo el muro (3,00 m de ancho y 0,70 m de espesor), unida a una losa central de 25 cm de espesor. Para evaluar los efectos producidos por deformaciones impuestas en esta cimentación, se han realizado modelos mediante el programa PLAXIS. Se ha evaluado la respuesta del terreno y los niveles de tracciones en la losa central bajo diferentes condiciones de carga y edad, logrando una significativa reducción de la cuantía de armado.

Las importantes dimensiones de estos depósitos obligan en la práctica a desvincular el muro de la cimentación, permitiendo desplazamientos relativos entre muro y zapata. Por otro lado, las acciones sísmicas en la zona no resultan despreciables. Esto hace conveniente mantener cierta rigidez en la unión.

Para lograrlo, se han dispuesto cables de acero cosiendo el eje del muro a la cimentación. Para permitir los movimientos radiales, estos cables se disponen en vainas especiales. De esta forma, las fuerzas sísmicas son recogidas por los cables de acuerdo a su orientación respecto a dichas fuerzas.

Los movimientos radiales (hasta 150 mm de recorrido) se han resuelto mediante apoyos de neopreno, separados entre sí 2,00 m. La función de contención del líquido se asigna a una junta continua de PVC tipo "waterstop" anclada en muro y zapata. La zona de los aparatos de apoyo es inspeccionable y los neoprenos y junta son sustituyibles.



Desplazamientos diferenciales muro-cimentación bajo sismo último



Colocación de cables sísmicos en el anillo de cimentación

La ponencia aborda también la metodología de análisis de sismo en depósitos y, especialmente, el tratamiento del factor de modificación de respuesta en las normas de aplicación (ACI-350.3 o AWWA D-115). En este caso, se realizó un análisis dinámico incluyendo la respuesta no-lineal de los materiales y del terreno de apoyo. Los resultados muestran que el factor reductor normativo puede no resultar conservador.

La estructura se encuentra actualmente en construcción.

428. CÚPULAS DE ALUMINIO DE 120 M Y 110 M DE DIÁMETRO EN ARABIA SAUDÍ

120 M AND 110 M DIAMETER ALUMINIUM DOMES IN SAUDI ARABIA

Rodrigo Arias Crespo. Ingeniero de Caminos. rodariasc@yahoo.es
 Guillermo Santamaría Caballero. INTECSA-INARSA. Jefe de Proyecto de Estructuras. Ingeniero de Caminos. guillermo.santamaria@intecsa-inarsa.es
 Antonio García Povill. INTECSA-INARSA. Jefe de Proyecto de Estructuras. Ingeniero Civil. antonio.garcia@intecsa-inarsa.es
 Ignacio Abad González. INTECSA-INARSA. Jefe de Departamento de Túneles y Estructuras. Ingeniero de Caminos. ignacio.abad@intecsa-inarsa.es

Cúpula, aluminio, estabilidad, modos de pandeo, análisis en segundo orden.

Dome, aluminum, instability, mode shapes, second-order analysis.

INTECSA-INARSA es Diseñador Principal de 4 tanques de hormigón postesado ($4 \times 250.000 \text{ m}^3$) y 12 tanques metálicos ($6 + 6 \times 166.000 \text{ m}^3$) en Jeddah y Riyadh. Estos tanques están considerados, en su tipología, los mayores tanques para agua potable del mundo.

Todos estos tanques están cubiertos por cúpulas de aluminio, que se describen en esta comunicación.

Las cúpulas son casquetes esféricos en entramado monocapa de perfiles extruidos de aluminio, con canto 255 mm. Éstos se conectan formando una red de triángulos de unos 3,50 m de lado medio. Los triángulos se cierran con paneles de aluminio de espesor 1,27 mm.

Las cúpulas que cubren los tanques metálicos de Riyadh cubren una planta de 110 m de diámetro con una flecha de 22,26 m, mientras que

las de Jeddah tienen 120 m de diámetro en planta con una flecha de 18 m. Estas últimas cúpulas están considerablemente rebajadas, debido a limitaciones impuestas por administraciones locales. La ratio flecha/diámetro en este caso es de 1/6,66 lo que, al igual que el propio diámetro de 120 m, está cerca de los límites prácticos para cúpulas monocapa.

Para el diseño se han usado AWWA D-108 y el "Aluminum Design Manual". Siguiendo estas normas, se ha fijado una sobrecarga superficial uniforme y una hipótesis de sobrecarga descompensada.

La aleación usada es la denominada 6061-T6. Este material es ligero (2.700 kg/m^3) y tiene resistencias relativamente elevadas ($f_y = 240 \text{ MPa}$) pero resulta 3 veces menos rígido que el acero. Esta particularidad del material es relevante para el diseño, no solo en cuanto a comportamiento en servicio, sino también en cuanto a las capacidades últimas de la estructura. Otras particularidades de las estructuras de aluminio son: efectos de las soldaduras sobre la resistencia del material, resistencia general a la corrosión, fenómenos de corrosión galvánica en contacto con algunos aceros, ductilidad a bajas temperaturas y ciertas conexiones y detalles constructivos.

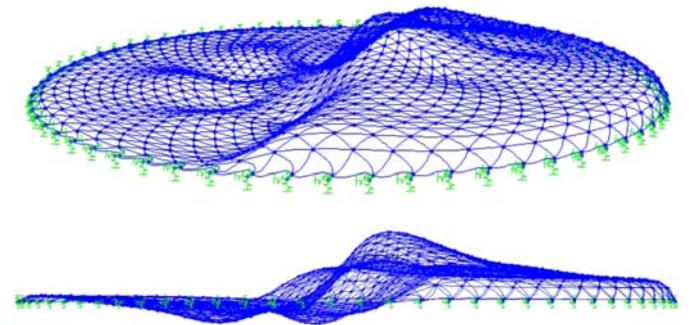
En el caso de estas cúpulas, especialmente en Jeddah, las deformaciones resultan críticas para la resistencia global. La metodología del cálculo de inestabilidad requiere fijar las deformadas iniciales del cálculo, en forma (homotéticas de casos de carga o de modos de pandeo) y en magnitud, para después proceder a un análisis avanzado de segundo orden.

Tanto la elección de la geometría de partida como el tipo de análisis (p-Delta simplificado, segundo orden con pequeñas o con grandes deformaciones...) tienen gran importancia. La presentación hace hincapié en estos aspectos, solo parcialmente cubiertos por la normativa.

Las estructuras descritas se encuentran actualmente en construcción.



Estructuras en construcción



Deformada bajo hipótesis de sobrecarga desequilibrada

430. DISEÑO DE ESTRUCTURAS AUXILIARES PARA MANIOBRAS DE HEAVY LIFTING

DESIGN OF HEAVY LIFTING AUXILIARY STRUCTURES

Ricardo Rico Rubio. K2 Ingeniería. ICCP. ICCP. rrico@k2ingenieria.es
 Sergio Couto Wörner. K2 Ingeniería. ICCP. ICCP. scouto@k2ingenieria.es
 Jorge Cascales Fernández. K2 Ingeniería. ICCP. ICCP. jcascales@k2ingenieria.es

Heavy lifting, estructura auxiliar, maniobra.

Heavy lifting, auxiliary structure, maneuver.

Es habitual, para la ejecución de obras de gran envergadura o con procesos constructivos singulares, desarrollar estructuras auxiliares fabricadas exclusivamente para posibilitar la realización de maniobras de empuje, volteo, izado, etc., de elementos con volumen y peso significativo.

Se han divulgado un gran número de actuaciones de heavy lifting en publicaciones especializadas describiendo la maniobra en sí, sus medios auxiliares, equipos hidráulicos o monitorización realizada, pero no es habitual encontrar literatura acerca de los criterios de diseño de las estructuras auxiliares resultando, en no pocos casos, los elementos con mayor repercusión en el coste de la maniobra.

Las maniobras objeto de esta presentación son aquéllas que necesitan de un diseño singular y particularizado de la solución y en las que la estructura auxiliar forma una parte fundamental de la misma.

Debido precisamente al carácter individualizado de cada maniobra no es posible establecer ciertos criterios como fijos para el desarrollo del proyecto estructural, existiendo ciertas variables que pueden influir significativamente en el diseño como es, por ejemplo, la duración de la maniobra (o el conjunto de maniobras), influyendo en el periodo de retorno a emplear para la acciones climáticas y sísmicas o en el tipo de protección para garantizar su durabilidad. Incluso el propio procedimiento de ejecución de la maniobra puede establecer límites de las condiciones climáticas para poner en carga la estructura auxiliar.

Se presentan varios ejemplos reales de este tipo de estructuras:

- Puente grúa de 35,20 m de luz y 4.000 t de capacidad empleado en la construcción del Port de Tanger Mediterranee II (Marruecos) para realizar el izado y lanzamiento de 106 cajones de hormigón.



Puente grúa de 4.000 t de capacidad empleado en la construcción del Port de Tanger Mediterranee (II)



Pórticos para izado de dovelas en la construcción del Puente sobre el Río Ulla

- Estructuras auxiliares para montaje de las dovelas metálicas durante avance en voladizo del Puente sobre el Río Ulla (Pontevedra, España). Se diseñan así tres estructuras diferentes: Torres-cabecero sobre pilas para izado de dovelas "0", pórticos fijos y pórticos móviles para izado del resto de dovelas.
- Estructura auxiliar para maniobra de izado telescópico de las torres meteorológicas de Moray e Inch Cape en alta mar (Mar del Norte, Escocia). Mediante esta maniobra alcanzan su altura definitiva de 85 m y 91 m respectivamente desde una altura inicial durante su transporte de 45 m.
- Estructuras móviles para el traslado y/o volteo de la vasija de los reactores de las centrales nucleares de Beznau (Suiza) y José Cabrera (Guadalajara, España).

494. GALERÍA ANTIDESPREDIMIENTOS EN EL PK 347 DE LA CARRETERA CN-634, EN ASTURIAS

ROCKFALL PROTECTION GALLERY AT PK 347 OF THE ROAD CN-634, IN ASTURIAS

Javier Pascual Santos. BRISSA SL. Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. javier.pascual@brissa.es

Diego Pajuelo Gallardo. BRISSA SL. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. diego.pajuelo@brissa.es

Borja Mendizábal del Arco. BRISSA SL. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. borja.mendizabal@brissa.es

Pablo Campos Acebo. BRISSA SL. Ingeniero Projectista. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pablo.campos@brissa.es

Juan Jesús Álvarez Andrés. DRAGADOS. Jefe del Servicio de Estructuras Metálicas y Mixtas. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

jjalvarez@dragados.com

Fernando Román Buj. Escuela Técnica Superior de ICCP, UPM. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fernando.roman@upm.es
 José Félix Goiría Molina. DRAGADOS. Jefe de Obra. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jfgoiriam@dragados.com

Galería antidesprendimiento, lecho amortiguador, caída de rocas, impacto, ductilidad.

Protection gallery, cushion layer, rockfall, impact, ductility.

Dentro de las actuaciones llevadas a cabo con motivo del desprendimiento de tierras ocurrido a la altura del pk 347 de la carretera CN-634, entre las poblaciones de Arobes y Soto de Dueñas, se encuentra la construcción de una galería antidesprendimientos diseñada de acuerdo a las normativas europeas más avanzadas para este tipo de elementos.

A todo lo largo de la actuación se ha construido una estructura a modo de marco en cuyo interior se aloja la calzada correspondiente a la carretera CN-634. Sobre la losa de coronación se dispone un relleno granular de tierras de un metro de espesor como lecho de amortiguación, cuya misión es controlar las fuerzas de impacto transmitidas a la estructura en el caso de caídas de piedras procedentes de la ladera. Asimismo, el hastial del marco situado en el lado exterior del mismo se ha planteado con gran transparencia, para lo que se introducen modularmente en toda la longitud del hastial aligeramientos de grandes dimensiones que más bien convierten este hastial en una banda de pilares que en un tímpano macizo propiamente dicho.

No existe en la actualidad normativa específica para el proyecto de estas estructuras en nuestro país. Por ello, en todo lo referente a las acciones procedentes de la eventual caída de material procedente de la ladera sobre la galería y las particularidades de su diseño se ha seguido la Directiva suiza ASTRA 12006 "Actions de chutes de pierres sur les galeries de protection", Edition 2008 V2.03, de la Office fédéral des routes (OFROU), en colaboración con CFF SA Infrastructure.

A partir de los estudios realizados para la caracterización geotécnica de la ladera, y de las actuaciones complementarias para la estabilización de la misma mediante bulones y redes, el diseño estructural de la galería se ha previsto para absorber una fuerza de impacto del bloque determinante de 4.000 kN localizada sobre un área de 3,50 metros de lado, y acompañada de un peso estático equivalente a dos metros de altura de tierras. En la comunicación se detallarán los aspectos específicos de la normativa de aplicación al diseño de estas



Vista frontal de la galería

estructuras, así como aquellas cuestiones más relevantes en el proyecto y construcción de la estructura. Entre otras:

- Determinación de fuerzas de impacto y análisis estructural mediante elementos finitos.
- Diseño dúctil a esfuerzo cortante en la losa.
- Acciones horizontales acompañantes.
- Detalles de ejecución.

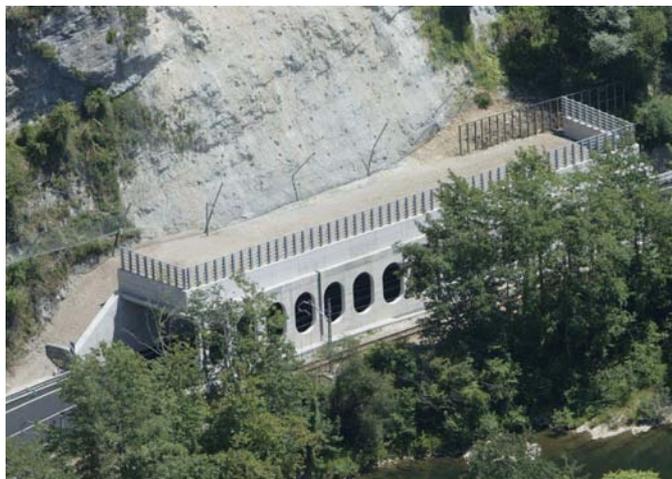
520. SISTEMA INTEGRAL DE ELEVACIÓN SIE. PLATAFORMA AUTODESLIZANTE PARA REFUERZO Y REPARACIÓN DE UN SILO DE HORMIGÓN

INTEGRAL LIFTING SYSTEM SIE. SELF-SLIDING PLATFORM FOR CONCRETE SILO REINFORCEMENT AND REPAIR

Manuel Ángel Díaz García. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero Industrial. mdiaz@louisberger.com
 Benjamín Navamuel Aparicio. Ulma C Y E, S. Coop. Technical Manager. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. bnavamuel@ulmaconstruction.es
 Óscar Ramón Ramos Gutiérrez. Louis Berger-APIA XXI-Universidad de Cantabria. Head of Bridges Division. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. oramos@louisberger.com

Cerrejón, encofrado autodeslizante, silo de hormigón.

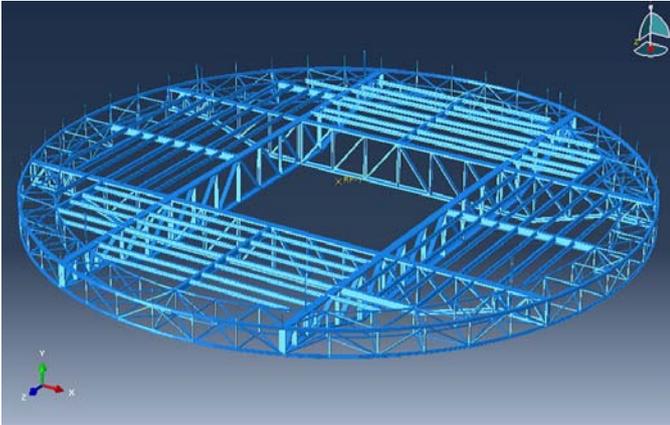
Cerrejón, self sliding formwork, concrete silo.



Vista aérea de la galería con el lecho amortiguador superior

La mina de carbón del Cerrejón (Colombia) es una de las minas más grandes de carbón a cielo abierto del mundo. En sus instalaciones dispone de dos silos de 70 m de altura y 22 m de diámetro que almacenan temporalmente el carbón extraído y lo cargan en los vagones de un ferrocarril para su transporte. Tras veinte años en servicio se requiere la reparación y refuerzo de estos silos por medio de un recrecido de las paredes por el interior, planteándose además la necesidad de incrementar la capacidad del silo permitiendo su llenado hasta un nivel superior al inicial.

Para ello se ha diseñado una plataforma circular con 20,3 m de diámetro que asciende y desciende por el interior del silo y permite realizar los distintos trabajos de ferrallado y hormigonado.



Modelo de cálculo de la plataforma-encofrado autodeslizante



Plataforma de encofrado autodeslizante en el interior del silo

La obra se planteó en dos fases. Una primera, en que la plataforma sirvió como elemento de trabajo, carga y elevación, se colocó toda la armadura de refuerzo del silo. En una segunda fase en la que la plataforma actuó como encofrado autodeslizante, se hormigonó el recrecido interior.

En la primera fase de la obra, los movimientos de izado y descenso de la plataforma se realizaron por medio de cables accionados por cabrestantes hidráulicos y manuales colocados en el techo del silo. Se emplearon los cabrestantes hidráulicos como motores de izado y descenso de la plataforma y cabrestantes hidráulicos y manuales para soporte de la plataforma en el punto de trabajo. Se dispusieron varios sistemas de control, el principal formado por cámaras y distanciómetros para el nivelado de la plataforma durante su ascenso. En esta fase surgieron dificultades a analizar como la sincronización del movimiento de los cabrestantes hidráulicos, la rotura de una unidad de izado, la rotura de un cable o incluso el fallo simultáneo de todos los cabrestantes hidráulicos, debiendo quedar soportada la carga en los cabrestantes manuales de acompañamiento que deberían soportar además los efectos dinámicos de la caída.

En la segunda fase, la plataforma se equipó de un sistema hidráulico formado por 48 gatos de trepa que colgaban de barras ancladas en ménsulas instaladas en el techo del silo. En el perímetro de la plataforma circular se colocó el encofrado con inclinación adecuada para permitir el deslizamiento. En esta fase surgieron dificultades como desplazamiento lateral de la plataforma variando el recubrimiento del hierro, el giro de la plataforma o la inclinación de la plataforma.

S4. GESTIÓN DE ESTRUCTURAS

4. REPARACIÓN Y MANTENIMIENTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO CON AGENTES INHIBIDORES DE CORROSIÓN DE APLICACIÓN SUPERFICIAL

REPAIR AND MAINTENANCE OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH SURFACE APPLICATION OF CORROSION INHIBITOR AGENTS

Javier Suárez Chaves. BASF Construction Chemicals España S.L.
Segment Manager Repair & Waterproofing EBE Iberia. Ingeniero
Técnico de Minas. javier.suarez@basf.com

Agentes inhibidores de corrosión, estructura de hormigón armado, carbonatación, cloruros, acciones preventivas.

Corrosion inhibitor agents, reinforced concrete structure, carbonation, chlorides, Preventive actions.

La corrosión es la principal causa de deterioro de las estructuras de hormigón armado, especialmente las que están expuestas a ambientes de alta agresividad, como por ejemplo en ambientes con cloruros. Los desperfectos estructurales provocados por la corrosión requieren reparaciones constantes que interfieren en la utilización habitual de la infraestructura.

El método convencional para la reparación de estructuras de hormigón armado consiste en eliminar la parte de hormigón dañada, sanear la armadura y reponer la sección con morteros de reparación. Este tipo de intervenciones son costosas e inutilizan el área afectada por un largo periodo.

Los inhibidores de corrosión migratorios son productos líquidos que se aplican superficialmente sobre el hormigón y tienen la capacidad de migrar hasta alcanzar la armadura, donde forman una capa protectora que devuelve la armadura a sus condiciones de pasivación.

La reparación de las estructuras afectadas por corrosión con agentes inhibidores migratorios es hasta un 80% más rápida que el método convencional con morteros, permitiendo que la estructura reparada entre en servicio en menos de 24 horas. Esta solución requiere menor número de medios auxiliares y no precisa de un tiempo de curado antes de la entrada en servicio. Su efectividad a largo plazo ha sido contrastada y verificada a partir de la monitorización de estructuras reales tratadas en todo el mundo, incluyendo referencias en España, como el edificio de la Fundación Miró de Barcelona. El seguimiento de estos proyectos ha permitido concluir que la efectividad y durabilidad del tratamiento con agentes inhibidores de corrosión es superior incluso que el método convencional con morteros.

Con el empleo de agentes inhibidores de corrosión migratorios el coste de la vida útil de una estructura sometida a ambientes agresivos puede reducirse hasta un 40%, a partir de la reducción del número de actuaciones de mantenimiento y reparación requeridas en toda la vida útil prevista, gracias a la mayor durabilidad de este tratamiento.

En esta ponencia se explicará la base de funcionamiento de los agentes inhibidores de corrosión basados en organosilanos y cómo actúan paralizando las reacciones de corrosión. Se presentará una comparativa con el método de reparación convencional con morteros a partir de ejemplos reales, considerando diferentes casuísticas, tanto desde el punto de vista técnico como económico. También se presentarán las técnicas de identificación prematura de la corrosión y su interpretación de los resultados para permitir ejecutar actuaciones preventivas antes de que se observen los daños visibles.

27. PLAN DE MANTENIMIENTO DE PUENTES DE LA RED FERROVIARIA DE CHILE

MAINTENANCE PLAN FOR RAILWAY BRIDGES IN CHILE

Gonzalo Arias Hofman. INES Ingenieros. Responsable Departamento Ingeniería Conservación de Puentes. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gah@inesingenieros.com

José Luis Rodríguez Rodríguez. INES Ingenieros. Departamento Ingeniería Conservación de Puentes. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jlrr@inesingenieros.com

Mantenimiento, activos, priorización, inspecciones, actuaciones.

Maintenance, assets, prioritization, inspection, repairs.

El reciente colapso de un puente ferroviario sobre un cauce en Chile ha coincidido con la puesta en funcionamiento del Plan de Mantenimiento de los puentes mayores de la red de ferrocarriles de dicho país, gestionada por EFE. Este desgraciado suceso ha puesto de manifiesto la necesidad de planificar y aplicar las dos patas sobre las que se asienta un Plan de Mantenimiento:

- Las inspecciones, en sus diferentes niveles ya conocidos y consolidados por la experiencia
- Las actuaciones periódicas

A la hora de planificar las inspecciones, y de cara a optimizar los recursos, en el Plan de Mantenimiento se ha optado por clasificar los puentes en cuatro grupos, según un factor de importancia en una escala de 1 a 4. Este factor de importancia es novedoso y considera 14 parámetros, algunos de los cuáles son aplicables únicamente a los puentes ferroviarios (para los puentes carreteros se consideran otros factores diferentes), de los que el parámetro que refleja el estado de conservación de cada puente asume una parte relevante de este factor de importancia que, por lo tanto, es variable con el tiempo.

El hecho de que un puente tenga asignado un factor implica que las inspecciones se llevarán a cabo con mayor o menor frecuencia y que, por tanto, el puente tendrá una auscultación más o menos intensa (visual, pero también mediante ensayos de control preferiblemente no destructivos, dentro de las inspecciones principales detalladas).

Cuando se aplica un Plan de Mantenimiento para los próximos 15 años para más de 300 puentes, el número de inspecciones se multiplica y se debe ajustar con criterio. Considerando que las inspecciones básicas se plantean con una periodicidad de entre 6 y 20 meses, o que las inspecciones principales generales se planifican entre 18 y 60 meses, el resultado es que hay planteadas más de 1.700 inspecciones básicas, casi 600 inspecciones principales generales y unas 275 inspecciones principales detalladas.



Colapso de puente sobre cauce en agosto de 2016



Puente sobre el río Maule, en la VII Región

A partir de las inspecciones planificadas y de las actuaciones de reparación periódicas, que dependen de las tipologías estructurales y de las cargas y ambientes a los que se ve sometido cada puente, se obtiene una valoración económica que permite aplicar el Plan de Mantenimiento y los recursos necesarios para llevarlo a cabo. En la estimación realizada se han aplicado criterios de uso de recursos internos y externos, mediante un análisis multi-escenario, para obtener la solución más aconsejable desde el punto de vista económico.

54. ESTRATEGIAS DE AMPLIACIÓN DE PUENTES Y RECUPERACIÓN DE PATRIMONIO

DIFFERENT BRIDGE EXTENSION STRATEGIES AND RESTORATION

Manuel Reventós Rovira. Enginyeria Reventós, SL. Presidente. Ingeniero de Caminos. mreventos@ereventos.com

Jaume Guàrdia Tomàs. Enginyeria Reventós, SL. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos. jguardia@ereventos.com

Rosa Mora Díaz. Enginyeria Reventós, SL. Jefe de Proyectos. Ingeniera de Obras Públicas. rmora@ereventos.com

David Berdiel Acer. Enginyeria Reventós, SL. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Obras Públicas. dberdiel@ereventos.com

Patrimonio, rehabilitación, ampliación, restauración, puente histórico.

Heritage, restoration, reformation, enlargement, historical bridge.

Una de las problemáticas cada vez más habitual en la obra civil aparece cuando nos encontramos con una infraestructura existente que ha quedado obsoleta. Si nos centramos en puentes o pasarelas, esta situación se puede dar por diferentes motivos:

- La propia degradación de la infraestructura existente o la falta de mantenimiento pueden poner en peligro la integridad estructural obligando a una intervención global en el puente.
- La saturación de la infraestructura causada por el incremento de uso, ya sea por tráfico viario o por afluencia de peatones.
- La intención de mejorar el servicio y la funcionalidad existente, por ejemplo, añadir un carril bici a un puente estrecho.

- Al cambio de uso por motivos de planificación urbana o viaria. Las infraestructuras antiguas se pueden ver superadas por la evolución urbana y territorial haciendo que su uso original quede obsoleto. En estos casos hay que repensar su uso.

¿Cómo se aborda la problemática? Planteamos diferentes estrategias:

- Ampliación de la plataforma funcional. Normalmente es la opción más económica, siempre y cuando las obras necesarias para la ampliación sean viables.
- Desviación y recuperación. Implica la construcción de una nueva infraestructura por la cual se desvía el tráfico, y la posterior restauración y recuperación del antiguo puente. Esta opción es adecuada para puentes de valor histórico ya que permite recuperar el esplendor original de la obra.
- Demolición y nueva construcción. Cuando la estructura existente está en un proceso avanzado de degradación o cuando esta no tenga interés patrimonial hay que considerar la opción de demoler la infraestructura existente para construir en su lugar un nuevo puente. Se ilustran las diferentes situaciones con sus pros y contras a partir de 6 proyectos y/o obras recientes:
- Nuevo puente de las Cremades en Caldes de Montbui y restauración del puente histórico.
- Ampliación del Puente sobre el Río Ebro en la carretera de Alagón a Remolinos.
- Ampliación de la Pasarela de Montcada i Reixac.
- Ampliación del puente medieval de Manlleu.
- Nuevo puente sobre la Tordera entre Malgrat de Mar y Blanes.
- Estudio de la Ampliación del puente sobre la Riera de Ribes.



Antiguo Puente de "Les Cremades" en Caldes de Montbui en su situación inicial (2012)



Antiguo Puente de "Les Cremades" en Caldes de Montbui restaurado y el nuevo puente en segundo plano

94. MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN DE SISTEMAS DE ATIRANTAMIENTO: TECNOLOGÍAS, PATOLOGÍAS TIPO, INSPECCIÓN, MONITOREO Y REPARACIONES

MAINTENANCE AND REHABILITATION OF STAY CABLE SYSTEMS: TECHNOLOGIES, TYPICAL DEFECTS, INSPECTION, MONITORING AND REPAIRS

Nicolás Trotin. Freyssinet España. Ingeniero Departamento Técnico.

Ingeniero Industrial. nicolas_t@freysinnet-es.com

Jorge Sánchez. Freyssinet España. Director de Mantenimiento

Estructuras Especiales. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

jorge_s@freysinnet-es.com

Pablo Vilchez. Freysinnet España. Director Técnico. Ingeniero Industrial.

pablo_v@freysinnet-es.com

Puente atirantado, mantenimiento, rehabilitación, inspección, tecnologías de tirantes.

Cable stayed bridges, maintenance, rehabilitation, inspection, stay cable technologies.

Las tecnologías empleadas en cables de tirantes han ido evolucionando con el tiempo, desde los primigenios cables cerrados (o helicoidales) de los años 50, inspirados en los puentes colgantes, hasta llegar, en la actualidad, al sistema de cordones paralelos. Tecnologías intermedias -cordones de pretensado en vaina global inyectada y cordones de tirantes autoprottegidos sin vaina global- fueron empleados también tanto en España como en el resto del mundo.

Estas tecnologías y sus correspondientes sistemas de protección tienen una vida útil cada vez mayor, pero limitada, lo que resulta en la aparición de patologías cuya propagación por falta de mantenimiento puede tener un impacto importante en el comportamiento del tirante afectado y consecuentemente de la estructura.

Las patologías, más o menos graves, son muy variadas y pueden afectar, entre otros, a las barreras anti-corrosión (vainas de polietileno global e individual, lechadas de protección...), a las zonas de anclaje, al propio elemento tensor (corrosión de hilos o cordones), a sus elementos antivibración. Además de las patologías debidas a la falta de mantenimiento y a las propias limitaciones de las tecnologías y materiales, existen causas accidentales, como choques y fenómenos climáticos excepcionales, que son causas de deterioros no despreciables.



Inspección de cable por equipo magneto-inductivo



Detección de oquedades mediante inspección con sonda capacitiva

Aunque la tecnología actual -cordones autoprottegidos e individualmente anclados- facilita la inspección de los componentes del tirante, las anteriores no fueron desarrolladas con este enfoque. El interior de cables cerrados o de vainas globales y anclajes inyectados con materiales adherentes no es inspeccionable visualmente.

Desde principios de siglo, a raíz de los problemas y patologías observadas en distintas estructuras, se han desarrollado técnicas de inspección no destructivas que son cada vez más eficientes y útiles para la determinación del estado de los tirantes en zonas no visibles: inspección por magneto-inducción, sonda capacitiva, ultrasonidos, etc. Se pueden inspeccionar tanto las zonas de anclaje como la longitud libre accesible del tirante y detectar defectos puntuales, generalizados y roturas parciales.

En base a los planes de mantenimiento e inspección y a los resultados de las inspecciones, pueden tener lugar diversas actuaciones: saneado y reparación local, sustitución parcial, mejora del sistema (montaje de una vaina global, p.e.), sustitución completa del tirante.

El objeto de la presente ponencia es el de mostrar la evolución de las diferentes tecnologías, sus patologías y las debidas a otros fenómenos, exponer métodos de inspección y monitoreo con sus correspondientes alcances y limitaciones y, por último, describir actuaciones de mantenimiento.

98. CONTROL DE PROYECTO Y EJECUCIÓN DE LA OBRA: REPARACIÓN Y REFUERZO DE LA LOSA DEL PUENTE DE LAS AMÉRICAS, CIUDAD DE PANAMÁ, PANAMÁ

MONITORING PROJECT AND EXECUTION CONTROL IN MAJOR REPAIRING WORKS: REPAIR AND REINFORCEMENT CONCRETE SLAB (LAS AMÉRICAS BRIDGE). PANAMA CITY. PANAMA

Ángel Rozas. Freyssinet España. Ingeniero Departamento Técnico. Ingeniero Industrial. angel_r@freysinet-es.com

Pablo Vilchez. Freyssinet España. Director Técnico. Ingeniero Industrial. pablo_v@freysinet-es.com

César Lasso. Freyssinet Tierra Armada de Panamá. Gerente de Obra. Ingeniero Civil. lasso@freysinet.com.mx

Gustavo Sotillo. Freyssinet Tierra Armada de Panamá. Responsable de Calidad. Ingeniero Civil. gsotillo@freysinet.com.pa

Mauricio Solórzano. Freyssinet México. Jefe de Calidad. Ingeniero Civil. msolorzano@freysinet.com.mx

Guillermo Medina. Freyssinet Tierra Armada de Panamá. Director General Panamá. Ingeniero Civil. gmedina@freysinet.com.pa

Grandes obras, control de proyecto, control de ejecución, composites, inyección epoxi.

Major projects, monitoring project, execution control, composites, epoxy injection.

Este artículo trata del control de proyecto y ejecución de grandes obras, concretamente el Puente de las Américas, que da servicio a la carretera Panamericana a través del Canal de Panamá. Tiene 1.654 m de luz, distribuidos en 11 luces en cercha metálica (accesos), 2 luces de 23 m en alma llena y una luz central en arco de cercha metálica soportada en canto libre de 344 m.

Se trata de una estructura antigua (1962), calculada con una normativa de diseño que no sólo consideraba cargas inferiores a las actuales, sino que también daba como resultado proyectos con menores cuantías de armado por tratar menos profundamente aspectos como la durabilidad. Esto más el efecto del tiempo derivaron en la necesidad de acometer la rehabilitación del tablero.

La importancia de la infraestructura imposibilitaba el corte de tráfico, por lo que era fundamental la planificación de los trabajos para adecuar el alcance de cada etapa a los intervalos de tiempo disponibles, así como para no demorar el plazo total y de este modo afectar a la funcionalidad de la vía lo menos posible.

El proyecto abarcó su reparación y refuerzo mediante técnicas de inyección y sellado de fisuras con resinas epoxi, refuerzos superiores e inferiores mediante aplicación de tejidos y barras de materiales compuestos (fibra de carbono), y revestimiento cementoso en aceras. El empleo de materiales compuestos, si bien es cada vez más frecuente, no deja de ser una técnica especializada que requiere de exigentes trabajos previos y controles de calidad durante y tras la ejecución.

Además, los niveles de calidad exigidos por este tipo de trabajos, de por sí altos, constituían una de las premisas fundamentales impuestas por el cliente.

Si bien alguno de los aspectos citados (intervención sobre infraestructuras en servicio, empleo de técnicas de reparación especializadas, imposición de altos estándares de calidad) aparece con frecuencia en muchas grandes obras, la coincidencia de todos ellos en este ejemplo concreto, junto con el hecho de que se trataba de implantar una metodología de trabajo tan pautada en un marco tan especial, con una



Vista del Puente de las Américas



Técnicas de reparación y refuerzo en tablero

filosofía de trabajo arraigada tan distinta de la europea, y sobre una infraestructura en el punto de mira de la sociedad, supuso un reto que tuvo que encarar el equipo multidisciplinar y multinacional a cargo de la ejecución.

Fue necesario elaborar múltiple y diversa información, como planes de ensayo, procedimientos de ejecución, planes de control, gestión de planta y almacenamiento, etc.

125. GESTIÓN DE DATOS DE SENSORES DE DURABILIDAD

DATA MANAGEMENT THROUGH DURABILITY SENSORS

Carmen Andrade Perdrix. IETcc-CSIC. Profesora de Investigación.

Dra. Química Industrial. andrade@ietcc.csic.es

Fabiano Tavares Pinto. IETcc-CSIC. Ayudante de Investigación. Doctorado en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. fabianotavares@yahoo.com.br

Marcello Capacchione. Sensecorr. Ingeniero. Ingeniero.

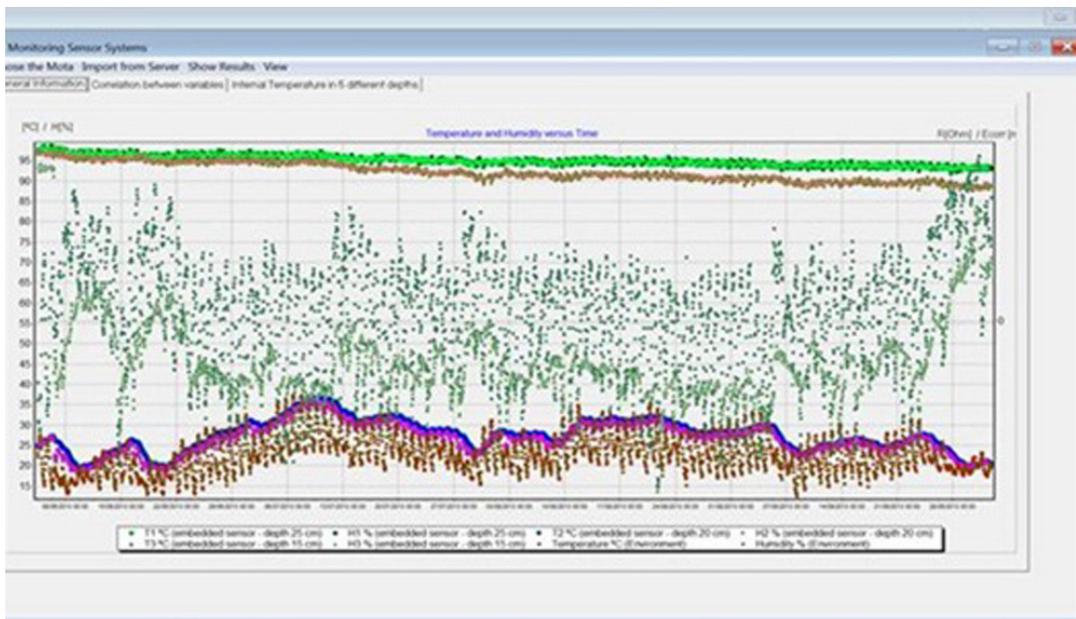
mx2135@yahoo.com

M.^a Jesús Fernández González. COPASA. Directora de Calidad y Medio Ambiente. Ingeniera Técnica de Obras Públicas. mjfernandez@copasagroup.com

Mantenimiento, durabilidad, sensores, gestión, modelos.

Maintenance, durability, sensors, management, models.

En la actualidad lo común en el mantenimiento de las infraestructuras es actuar de forma “reactiva” es decir, a través de inspecciones visuales de elementos concretos y solo cuando aparecen signos de deterioro a juicio del inspector, se realiza una inspección más detallada. Solo si el daño se considera importante en ocasiones se plantea instrumentar la estructura y proceder a la observación continua de su comportamiento hasta tomar la decisión de intervenir. Un mantenimiento preventivo consistiría en realizar tomar datos de la estructura y actuar antes de que los daños sean visibles o importantes. Un mantenimiento “predictive” pretende además con los datos almacenados hacer predicciones que permitan optimizar las futuras intervenciones y costos de mantenimiento. En el presente trabajo se presentan ejemplos de instrumentación en continua de estructuras que han permitido ambos tipos de mantenimiento preventivo y predictivo. La experiencia de un almacenamiento de enorme cantidad de datos cuando se obtienen en continuo durante meses y años, ha llevado a abordar sistemas de gestión de estos datos que facilitan la comprensión del usuario no especializado. Además el registro continuo de datos está permitiendo conocer el efecto en tiempo real de parámetros como la temperatura que son desconocidos hasta el momento con suficiente precisión. En la figura se presentan valores de la HR y de la temperatura de sensores embebidos en un tablero de un Puente a distintas distancias de la capa asfáltica. Se ha podido comprobar que el tablero no se seca ni en verano, permaneciendo las humedades relativas dentro del Hormigón por encima del 85-90% lo que indica una presencia de agua en los poros capilares. Los trabajos se realizan dentro del proyecto MODELGES, a cuyos miembros se agradece la colaboración, financiados por el Ministerio de Economía y Competitividad en su convocatoria de RETOS-COLABORACIÓN.



Viaducto a 5 y 10 cm de la capa asfáltica. Parte superior: los dos sensores tienen HR > al 90%

260. SUSTITUCIÓN DE CABLES Y REHABILITACIÓN DEL PUENTE COLGANTE DE SAN VICENTE

SÃO VICENTE SUSPENSION BRIDGE REHABILITATION AND CABLE SUBSTITUTION

Hugo Corres Peiretti. Universidad Politécnica de Madrid. Catedrático de Hormigón Estructural. Dr. Ingeniero de Caminos. hcp@he-upm.com
Francisco Prieto Aguilera. FHECOR Ingenieros Consultores. Jefe Departamento. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fpa@fhcor.es
Rafael Timerman. ENGETI Engenharia. Director. Ingeniero Civil. rafael@engeti.eng.br

Colgante, cable, péndola, silla.

Suspension, cables, hanger, saddle.

El puente colgante de San Vicente fue construido en 1914 como parte del plan de saneamiento de Santos y de San Vicente, en el estado de São Paulo. El estado del puente en el año 2012 se consideraba crítico, dado que algunos de los elementos de las celosías del tablero habían desaparecido y teniendo en cuenta que los cables principales mostraban claros signos de corrosión con pérdidas de sección importantes.

El puente está formado por un solo vano colgante de 180 m. El tablero está formado por dos celosías de 3,70 m de canto, divididas en treinta módulos de 5,92 m de longitud cada uno. El tablero cuelga de los cables principales mediante unas péndolas rígidas de 42 mm de diámetro dispuestas coincidiendo con la modulación de las cerchas.

Los cables principales están formados por un paquete de 8 cables, dos superiores de 81 mm y seis inferiores de 63 mm de diámetro. Cada cable está formado por seis cordones arrollados helicoidalmente, cada uno de ellos formado a su vez por un conjunto de alambres dispuestos también en espiral.

El proyecto de sustitución de los cables debía tener en cuenta que por condicionantes patrimoniales debían mantenerse la configuración actual de los cables, es decir que el nuevo cable debía estar formado por seis elementos del mismo diámetro que los actuales, dispuestos en dos filas como los originales. Esto, y la configuración de la silla actual, obligaban a desmontar completamente el sistema existente antes de colocar el definitivo, imponiendo pues una etapa intermedia en la que el tablero debía colgarse de un cable provisional.



El puente, con las vigas transversales provisionales, antes de la colocación de los cables provisionales



Cables definitivos colocados y tesados. Cables provisionales destesados

Así, se diseñó un proceso constructivo que se llevó a cabo con pequeñas modificaciones, y que esquemáticamente consistió en:

- Ejecución de cimentaciones de torres provisionales.
- Colocación de torres provisionales.
- Ejecución de anclajes provisionales al terreno a través del macizo de anclaje.
- Retirada del pavimento de madera.
- Colocación de vigas transversales provisionales.
- Colocación de cables provisionales sobre silla provisional.
- Colocación de péndolas provisionales.
- Transferencia de carga al sistema provisional.
- Retirada de cables y péndolas originales.
- Renovación y refuerzo de bloques de anclaje.
- Colocación de cables definitivos.
- Transferencia de cargas a cables definitivos.
- Retirada de cables y torres provisionales.

331. REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS EN LA CALLE 30, MADRID: GESTIÓN, ACTUACIONES Y RESULTADOS

STRUCTURAL REHABILITATION IN MADRID CALLE 30: MANAGEMENT, WORKS AND RESULTS

Paloma Lampaya Nasarre. LRA Infrastructures Consulting. Ingeniera de Estructuras. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. palomalampaya@lraingenieria.es

Tomás Ripa Alonso. LRA Infrastructures Consulting. Socio Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. tomasripaalonso@gmail.com

Rehabilitación, estructuras, durabilidad, deterioros, inspección.

Rehabilitation, structures, durability, damages, inspection.

Este artículo analizará la gestión de estructuras de carretera que se realiza en organismos como Madrid Calle 30, desde la fase de inspección hasta las actuaciones que se llevan a cabo en ellas, incluyendo el estudio de resultados.

Así, el proceso comienza con inspecciones básicas y principales, con las que se asigna a las diferentes estructuras un índice de condición

atendiendo a los deterioros existentes, su gravedad, su extensión y su evolución. Con ello se establece un criterio de selección y priorización de estructuras sobre las que actuar, lo cual mejora considerablemente la gestión de los medios y la conservación de la red.

A continuación se redacta el proyecto de rehabilitación correspondiente, evaluándose el estado estructural y diseñando soluciones a las problemáticas detectadas, teniendo como objetivo la puesta a cero de la estructura.

Generalmente se detectan problemas durables, cuyo origen principal es el agua: funcionamientos ineficientes de los sistemas de drenaje, de la impermeabilización de las estructuras, o falta de estanqueidad en juntas de calzada. En este sentido, se están desarrollando y mejorando sistemas de impermeabilización, como las láminas SBS autoprotectidas, las poliureas o el corcho proyectado.

Además, es frecuente observar deterioros comunes, como desconchones con y sin armadura implicada o fisuración. Sin embargo, se suele encontrar alguna problemática específica añadida y que siempre conlleva una profundización en el estudio de la tipología y comportamiento estructural para diseñar la solución óptima en cada caso.

Como la mayoría de estructuras de la Calle 30 se construyeron entre 1970 y 1990, los deterioros durables anteriormente comentados suelen presentarse en mayor medida en los puentes más antiguos. En estos destaca la existencia de juntas a media madera, cuyo comportamiento en ocasiones afecta al funcionamiento resistente y su solución conlleva operaciones de gran envergadura.

Una vez realizadas las actuaciones proyectadas, el índice de condición queda reducido al mínimo, lo cual implica que en condiciones normales no serán necesarias operaciones importantes sobre la estructura en los próximos años. De este modo, a medida que se va actuando sobre las estructuras de peor condición, el estado en términos globales de la red mejora.

Asimismo, se está evolucionando hacia una mentalidad de tratamiento de la durabilidad mediante sistemas aplicados de forma generalizada como morteros impermeabilizantes o sistemas de nanotecnología de hidrofugación, de modo que una vez rehabilitada una estructura íntegramente, se produzca una optimización de medios facilitando que la estructura tenga una mejor y mayor vida útil.



Reparación de desconchón y refuerzo de armado bajo aparato de apoyo

356. ALGUNAS REFLEXIONES SOBRE LA INSTALACIÓN DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN EN LA REHABILITACIÓN DE PUENTES

SOME REFLECTIONS ABOUT THE PLACEMENT OF CONTAINMENT SYSTEMS IN THE REHABILITATION'S WORKS OF BRIDGES

Jesús María Rodríguez Romero. INTEMAC. Departamento de Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmrodriguez@intemac.es

Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma. INTEMAC. Departamento de Estructuras. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ediazpavon@intemac.es

Elena Díaz Heredia. INTEMAC. Departamento de Estructuras. Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. ediaz@intemac.es

José Ramón Arroyo Arroyo. INTEMAC. Departamento de Estructuras. Ingeniero Industrial. jrarroyo@intemac.es



Vista general de estructura saneada con chorro de arena y tratamiento de fisuración mediante sellado

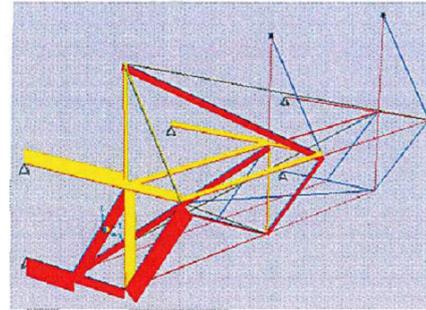
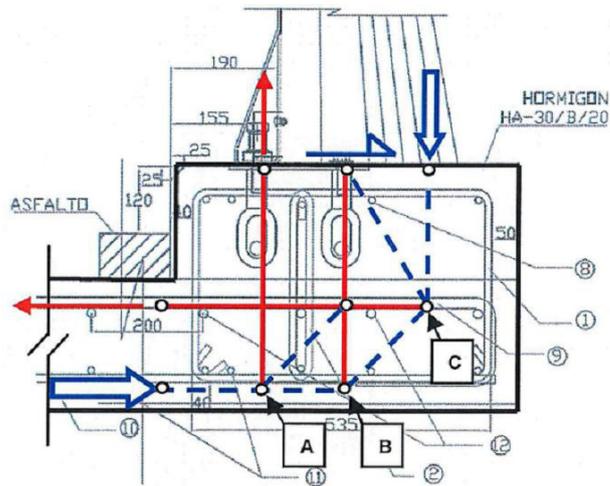
Pretil, sistema de contención de vehículos, rehabilitación de puentes, barrera rígida, barrera flexible.

Parapet, vehicle's containment systems, rehabilitation of bridges, rigid barrier, flexible barrier.

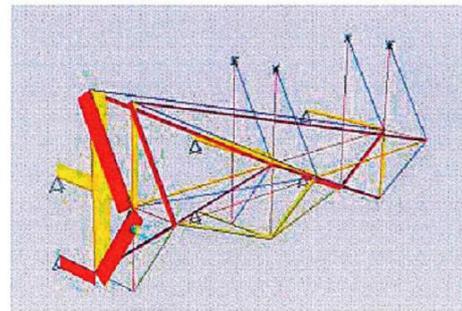
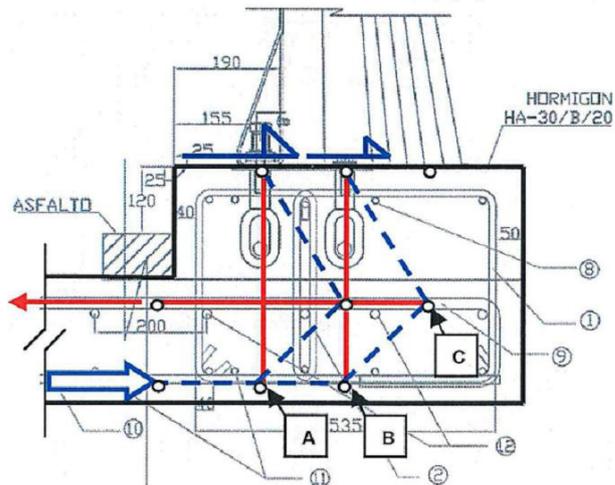
La colocación de nuevos sistemas de contención en tableros de puentes existentes exige un análisis detallado y una reflexión suficiente que permita proyectar y ejecutar una solución adecuada que, de acuerdo con nuestra experiencia en los estudios de patología realizados, no siempre se consigue.

La necesidad de alcanzar este objetivo es clara debido a su trascendencia para la seguridad vial, siendo por tanto un aspecto clave en las obras de rehabilitación de puentes existentes. De hecho, en muchos casos, la sustitución del pretil o la colocación de uno nuevo, es realmente la única intervención a realizar.

En el presente artículo hemos pretendido evidenciar la complejidad que puede suponer a nuestro juicio abordar satisfactoriamente la rehabilitación del sistema de contención de un puente, sustituyéndolo por una solución válida a la luz de los conceptos y criterios actuales, que puede desembocar en muchos casos en una intervención no menor.



a) Hipótesis 1



b) Hipótesis 2

Esquemas de bielas y tirantes para el análisis de la transmisión de esfuerzos

En general, en el planteamiento de este tipo de rehabilitación la falta de espacio libre necesario en el margen para acomodar una barrera flexible, sin que en muchos casos sea posible tampoco estrechar la calzada útil, conduce a la propuesta de un pretil más rígido a cambio de transmitir esfuerzos al tablero de magnitud considerable, de acuerdo con los valores proporcionados por los fabricantes.

Un análisis detallado de esta transmisión, que debe definir la trayectoria de las cargas debidas al impacto y el enlace con el esquema resistente general de la estructura del puente, justificará en muchos casos la necesidad de reforzar o de ampliar el tablero. La necesaria prolongación del trazado del pretil antes y después de la obra de paso también constituye un aspecto crucial para este tipo de intervenciones.

Es precisamente este análisis el que permitiría entonces cuestionar en muchos casos determinadas soluciones de implantación observadas en nuestros estudios de patología que, aún cuando no se hayan revelado manifiestamente inadecuadas como consecuencia de accidentes reales, pueden juzgarse como inseguras.

360. GESTIÓN INTEGRAL DE INFRAESTRUCTURAS DEL AYUNTAMIENTO DE MADRID

MADRID CITY COUNCIL INFRAESTRUCTURES INTEGRAL MANAGEMENT

Cristina Cobo Rodríguez. DRAGADOS. Dirección Técnica. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. ccobor@dragados.com
 Juan Jesús Álvarez Andrés. DRAGADOS. Dirección Técnica. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jjalvareza@dragados.com

Gestión, inspección, conservación, acondicionamiento, Madrid.

Management, inspection, maintenance, "conditioning", Madrid.

A finales de 2013, el Ayuntamiento de Madrid sacó a concurso el Contrato de Gestión Integral de infraestructuras viarias de la ciudad de

Madrid, un ambicioso plan cuyo objetivo es el mantenimiento, conservación, reparación y mejora de los viales, aceras, estructuras y túneles de propiedad municipal. Su duración es de 8 años prorrogable a 10. El Contrato global está subdividido en 3 contratos o lotes, correspondientes a sendas áreas geográficas: Lote 1 (Centro), Lote 2 (Norte) y Lote 3 (Sur). Dragados fue la empresa adjudicataria de los 3 contratos, iniciando la actividad en enero de 2014.

El contrato comprende 319 estructuras (puentes, pasarelas, túneles, pasos inferiores) y las siguientes labores:

1. Inspección. De menor a mayor complejidad:
 - Vigilancia. Inspección rápida semanal, sólo para detectar anomalías graves.
 - Inspección rutinaria. Realizada mensualmente para detectar tempranamente roturas de elementos o deficiencias en el sistema de drenaje.
 - Inspección básica. Desarrollada por personal técnico cada 9 meses.
 - Inspección principal. Completa y minuciosa, realizada por personal especializado cada 4 años. Sirve como base para el proyecto de acondicionamiento.
 - Inspección especial. Realizada cuando el resultado de una inspección principal o las consecuencias de un accidente aconsejan ampliar el estudio de la patología o daño registrado. Se centra en aspectos concretos y puede requerir ensayos de caracterización y mediciones complementarias.
 2. Conservación ordinaria. Actuaciones menores para mantener las condiciones de servicio y funcionalidad de las estructuras.
 3. Acondicionamiento o "puesta a cero". Actuación que permite devolver la estructura a su estado inicial. No incluye posibles mejoras funcionales o refuerzos estructurales destinados a aumentar su capacidad o prestaciones. Para su realización, es necesaria la redacción de un proyecto de acondicionamiento.
 4. Actuaciones no incluidas en los acondicionamientos: rehabilitación, refuerzo, mejora, adaptación a normativa actual.
 5. Atención a incidencias y emergencias. Reparación urgente de desperfectos que puedan afectar a la seguridad de los usuarios o a la integridad de la estructura.
 6. Actualización del inventario y mantenimiento de sistemas informáticos de gestión de la información de estructuras.
- En la ponencia se desarrollará el modo en el que se implementa la gestión técnica de todas las actividades incluidas en el Contrato, te-



Puente de los 15 Ojos durante el desarrollo de los trabajos de acondicionamiento

niendo en cuenta el número tan elevado de estructuras que éste comprende.

En otras ponencias se exponen tres destacadas actuaciones de acondicionamiento de los dos primeros años del contrato: Viaducto de Madrid, Puente sobre la calle Marqués de Corbera y Paso Inferior de Cardenal Cisneros.

367. REHABILITACIÓN DE LOS TIRANTES DEL PUENTE FERNÁNDEZ CASADO

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO BRIDGE STAY CABLES REPARATION

Sierra Ruiz Rabadán. DYWIDAG. Departamento Técnico. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. ruiz@dywidag-sistemas.com
 Fernando Martínez Pérez-Beato. DYWIDAG. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. martinez@dywidag-sistemas.com

Puente atirantado, encintado de vainas, medios de acceso, rehabilitación.

Stay cable, wrapping, refurbishment, rope access.



Puente de Eduardo Dato sobre el Paseo de la Castellana tras las obras de acondicionamiento

El Puente Ingeniero Fernández Casado en León, construido entre 1979 y 1983 es una de las estructuras atirantadas más singulares de España. Se trata de un puente configurado con 220 tirantes cuyo vano central alcanza los 440 metros y récord del mundo en el momento de su construcción. En la actualidad se ha planteado una campaña de reparación de los tirantes para aumentar su vida útil y evitar al máximo realizar operaciones de sustitución en el futuro. Cada tirante está configurado por entre 24 y 80 cordones de acero de 0,60" protegidos mediante la inyección de lechada de cemento con vaina de PE exterior. Puesto que los cordones no disponen de otra barrera de protección que la vaina y la lechada y debido al deterioro de la vaina negra por acciones mecánicas (presión de la lechada en el momento de su inyección) y ambientales (diferencias térmicas y radiación UV) a lo largo del tiempo, fue necesario el plantear una campaña de rehabilitación integral de los tirantes.

Las reparaciones ejecutadas garantizan la estanqueidad de la vaina y de este modo se evita a futuro que los cordones puedan llegar a



Robot para soldadura radial de vaina

corroerse por filtraciones de agua en el interior de cada tirante. El procedimiento seguido consiste en primer lugar en la reparación de fisuras y grietas en la vaina con la última tecnología disponible y la sustitución de los tramos más dañados mediante extrusionado y soldado de nuevos tramos de vaina. A continuación se realiza un encintado completo con el sistema Cableskin® que garantiza la estanqueidad del tirante, su protección frente a la radiación UV y aumenta la robustez de la vaina instalada. Se trata de un sistema homologado que garantiza la resistencia al deterioro más restrictiva. Tanto para la realización de las reparaciones, como para el encintado es necesario realizar trabajos en altura y disponer de la última tecnología en robots y accesos con los que se consiga el resultado óptimo en condiciones de seguridad adecuadas.



Trabajos de reparación en altura

380. AUTOPSIA DEL PUENTE DEL GUADARRAMA

AUTOPSY OF THE BRIDGE OVER GUADARRAMA RIVER

Javier León González. Grupo de Hormigón Estructural. ETSICCP-UPM. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

jlg@he-upm.com

Pedro Berruezo Martínez-Illescas. Dirección General de Construcción, Conservación y Explotación de Carreteras de la Comunidad de Madrid. Subdirección General de Construcción, Conservación y Explotación de Carreteras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

pedro.berruezo@madrid.org

Belén Peña Sanz. Dirección General de Construcción, Conservación y Explotación de Carreteras de la Comunidad de Madrid. Jefa de Área de Conservación y Explotación de Carreteras. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. belen.pena@madrid.org

Puentes históricos, corrosión, colapso, mantenimiento, autopsia.

Historical bridges, corrosion, collapse, maintenance, autopsy.

El 29 de mayo de 2015 se hundió el puente que, en 1957, proyectara el insigne ingeniero Alfredo Páez. Una sencilla estructura de vigas, de apenas 18 m de luz, pero singular en sus formas y en su proceso constructivo. Una estructura de gran valor patrimonial por los valores técnicos que encerraba y que prestó servicio durante 57 años sin incidencia alguna. Su colapso fue noble, dúctil, advirtiendo de su final (fig. 1).

Hay que destacar que la configuración del tablero (fig. 2) ha sido obtenida en la página web del CEHOPU (<http://www.cephu.cedex.es/etm/expt/ETM-406-001.htm>), situación que debe entenderse como extraordinariamente afortunada por infrecuente. Eso fue debido al hecho de que Alfredo Páez trabajó en la oficina de Eduardo Torroja, cuyos fondos antiguos están depositados en el CEHOPU.

En esta ponencia se presentan, tras describir la ubicación y la configuración de la estructura, los resultados más significativos de la autopsia realizada con la finalidad de tomar nota de la experiencia y trasladarla a la comunidad técnica, muy en particular a los ingenieros responsables del mantenimiento. Así lo entendió la Dirección General de Carreteras de la Comunidad de Madrid, que convino encargar a los laboratorios de Química y de Física de Materiales de la ETS de Ing. de Caminos, Canales y Puertos de la UPM la realización



Figura 1. Vista del puente colapsado el 29 de mayo de 2015

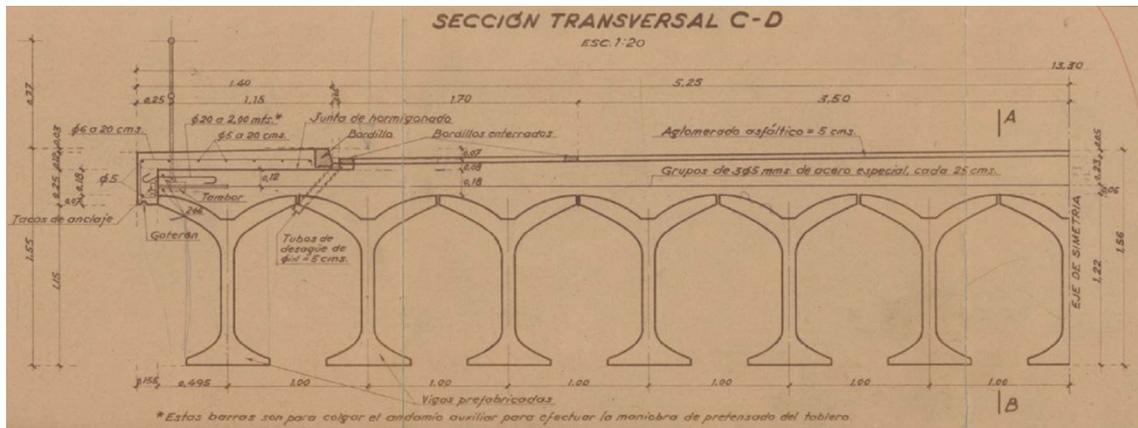


Figura 2. Sección transversal de la morfología del tablero

de unos ensayos de caracterización de los materiales, con el fin de identificar las causas del colapso y extrapolar las conclusiones a otras estructuras españolas. Sus conclusiones se presentan también en esta ponencia.

Hay que añadir que el puente había sido objeto de una correcta inspección principal en 2007 y que no pareció exhibir entonces síntoma alarmante alguno. Aunque hay que señalar (ya se ve en la figura 1) que el espesor del paquete de firmes era excesivo, con la consiguiente pérdida de margen para la sobrecarga, el problema fundamental fue el de un déficit de protección contra la corrosión en una estructura que, en la práctica, era pretensada no adherente. No puede decirse que se tratase de un defecto de proyecto. Se trató de un problema técnico del momento en que se construyó, cuando la durabilidad de las estructuras no se ponía aún en tela de juicio.

382. EXPERIENCIAS EN LA GESTIÓN DE PUENTES EN GALICIA

EXPERIENCE GATHERED AFTER MANAGEMENT OF BRIDGES IN GALICIA

José Enrique Pardo Landrove. Xunta de Galicia. Dirección Xeral de Estradas. Jefe del Servicio de Conservación. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jose.enrique.pardo.landrove@xunta.es
 Javier León González. Grupo de Hormigón Estructural. ETSICCP-UPM. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jlg@he-upm.com
 Jorge Ley Urzáiz. INTEMAC. CEO. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jley@intemac.es
 Antonio González Meijide. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. meijide@temha.com

Sistemas de gestión de puentes, inventario, inspecciones.

Bridge Management Systems, Inventory, Inspections.

A finales de 2008 comenzó a implantarse en la Xunta de Galicia un sistema de gestión de puentes que, como es sabido, consta de un inventario, para saber qué patrimonio se administra, y unas inspecciones periódicas para saber cómo están los puentes que engrosan ese patrimonio (1.300 obras de paso de más de 3 m de luz). Luego hay que digerir toda esa información para saber por dónde empezar a la hora de actuar.

En esta ponencia se presentan algunas conclusiones acerca de la experiencia vivida y se hacen algunas consideraciones sobre la utilidad de los sistemas de gestión en el contexto general de la conservación. Quizás sirva para iluminar las tendencias futuras.

Sin ánimo de ser exhaustivos en este resumen, se plantean cuestiones como las siguientes, ordenadas de mayor a menor calado:

- Cómo ir configurando en una Administración (la experiencia de la Xunta de Galicia es sólo un ejemplo, pero pionero y completo, de las españolas) y en la sociedad a la que sirve, un corpus que dé a la Conservación la importancia que debe tener, como ya la tiene el mantenimiento de los aviones, los vehículos, los electrodomésticos, etc.
- Cómo cerrar en la propia Administración el círculo de comunicación que integra el conjunto del proyecto, la obra y la conservación.
- Cómo instruir a los técnicos de la Administración y a los consultores o aspirantes a serlo para que se doten de los conocimientos necesarios para ejercer esta labor, de gran responsabilidad, que toca toda suerte de especialidades (estructuras existentes, geotecnia, firmes, etiología de daños y deterioros, química, auscultación, seguridad vial, etc.), con muchos ámbitos fronterizos y no siempre abordados con criterios ingenieriles o normativos (juntas, aparatos de apoyo, sistemas de contención, drenaje, etc.).
- Qué datos son los necesarios para caracterizar adecuadamente una estructura y si es necesario contar con todos ellos desde el principio.



Ménsula corta en un puente en Galicia



Inspección especial del puente de la Isla de Arosa

- Qué alcance tienen los distintos tipos de inspección que, convencional pero casi universalmente, se han ido implantando ya: básicas o rutinarias, principales sin o con medios especiales de acceso y especiales.
- Cómo deben valorarse las estructuras tras las inspecciones principales y qué elementos de juicio deben incluir (aspectos estructurales, funcionales, de durabilidad, de seguridad de los usuarios, etc.).
- Hasta qué punto encorsetan a las Administraciones y concesionarios las valoraciones de las inspecciones y con qué frecuencia hay que hacer los diferentes tipos de inspección.

384. ENSEÑANZAS, HOY, DE LOS PUENTES DE PIEDRA O LADRILLO

LESSONS GIVEN TODAY BY MASONRY VAULTED BRIDGES

Javier León González. Grupo de Hormigón Estructural-ETSICCP-UPM.
 Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
 jlg@he-upm.com

Puentes históricos, fábrica, valor patrimonial.

Historical bridges, masonry, heritage value.

Quizás sorprenda que el autor presente otra propuesta de ponencia sobre estos puentes, pero es que el autor sigue aprendiendo cosas de su funcionamiento, y sigue asombrándose de su longevidad y del ingenio y arrojo de sus proyectistas y constructores. Estos puentes siguen ocupando un puesto muy importante en las redes de carreteras y ferrocarriles, pero han sido ignorados o incluso tratados con displicencia por muchos ingenieros, y queda aún mucho que hacer.

En esta ponencia se presentan algunas de las lecciones que siguen dando estos puentes a los de tipologías y materiales modernos, bien entendido que la comparación, algo odiosa, debe restringirse a la de puentes de envergadura parecida (luzes, alturas o longitudes) a la de los puentes modernos. Cabe citar su enorme capacidad portante que, de facto, los hace insensibles prácticamente a la magnitud de las sobrecargas, crecientes a lo largo del tiempo en valor y frecuencia, o la durabilidad incomparablemente mayor, a igualdad de mantenimiento. Tienen el serio inconveniente de tener cimentaciones más débiles

y ser más sensibles a la socavación, porque ni había conocimientos ni medios para la construcción en cauce.

Los puentes de piedra o ladrillo tienen también mucho de telúricos, más apegados al terreno y a los habitantes del mismo que los más fríos e industrializados puentes modernos, siempre salvo excepciones. Son, quizás por eso, los que más cariño han recibido, si bien algunos desaprensivos compañeros los han demolido sin contemplaciones o los han revestido de gunita, sin haberse detenido a valorar alternativas, o los han ensanchado con un par de vigas (fig. 1), si bien debe admitirse que, en algunas ocasiones, la falta de medios y la pura necesidad han podido justificar esas actuaciones. Un poco de análisis y de sentido común llevará a los ingenieros de la Administración y a los Consultores a pensar que, casi siempre, es mejor utilizar los puentes actuales, aunque con reparaciones, que sustituirlos. Pasa, como en todo, que cuanto más se les conoce, más partido se les saca y, como a las personas, más se les ama.

El autor quiere reivindicar también la incorporación de los puentes (no sólo los de piedra o ladrillo) a los circuitos turísticos. Admiten explicaciones tan atractivas, si no más, que muchos edificios e incluso algunas administraciones hasta tienen museos en los que se da cuenta de la historia de sus puentes y de sus elementos constructivos (fig. 2).



Figura 1. Pareja de vigas dispuestas para ensanchar la plataforma de un puente de ladrillo



Figura 2. Martinete y puntaza de un pilote de puente en Basilea

391. METODOLOGÍA PARA LA PRIORIZACIÓN DE ESTRUCTURAS DEGRADADAS

PRIORITIZATION METHODOLOGY IN DAMAGED STRUCTURES

Ignacio Piñero Santiago. TECNALIA Research & Innovation.
 Investigador. Dr. Ingeniero. ignacio.pinero@tecnalia.com
 Leire Garmendia Arrieta. Universidad del País Vasco. Profesora Adjunta.
 Dra. Ingeniera. leire.garmendia@ehu.es
 José Tomás San José Lombera. Universidad del País Vasco. Profesor Titular. Dr. Ingeniero. josetomas.sanjose@ehu.es
 María Zalbide Saenz de Buruaga. TECNALIA Research & Innovation.
 Gestora de Tecnología. MSc DIC, Engineering Geology. maria.zalbide@tecnalia.com

MIVES, priorización de estructuras, rehabilitación, índice de condición.

MIVES, prioritization of damaged structures, rehabilitation, condition index.

En el marco de un Sistema de Gestión de Activos, entendido como una metodología de trabajo para gestionar la conservación de un conjunto de estructuras, se desarrollan campañas que permiten obtener valores numéricos capaces de cuantificar el estado de conservación de una estructura, a partir de las inspecciones técnicas edificios o las inspecciones principales de puentes.

La División de Construcción Sostenible de Tecnalia, ha desarrollado una metodología basada en la experiencia en el campo de las inspecciones de edificaciones e inspecciones principales en puentes y rehabilitación en un amplio abanico de estructuras degradadas. Esta metodología ha supuesto una adaptación de esta filosofía debido a la objetividad, transparencia y flexibilidad de la herramienta.

Además, se ha conseguido lograr cerrar el ciclo, en el cual se detectan los problemas, se resuelven y se alimenta la base de datos para mantener en todo momento una fotografía de lo que se tiene y el estado en que se conserva.

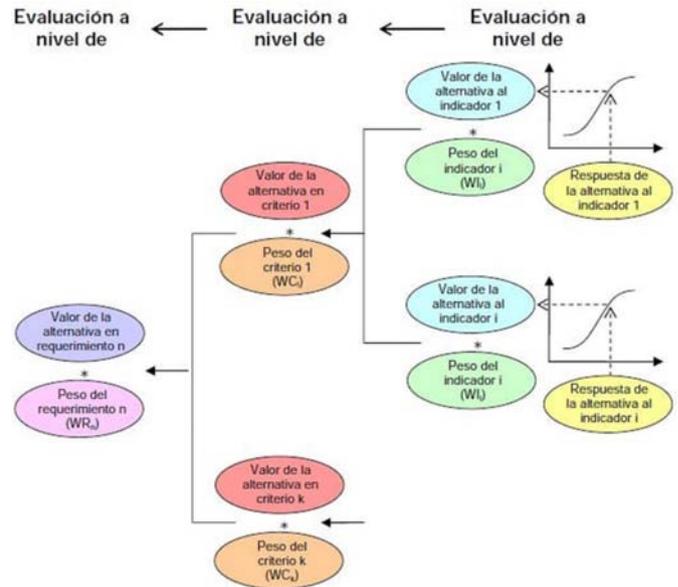
Los objetivos del Sistema de Gestión Integral de Conservación son los siguientes:

- Poseer información operativa, congruente y fácilmente accesible sobre las características y el estado de deterioro de las estructuras.
- Evaluar la seguridad y el estado de conservación de las estructuras de forma ágil y con un método objetivo.
- Optimizar la utilización de presupuestos limitados.

Los objetivos anteriormente mencionados se consiguen a través de la ejecución de una serie de actividades, que se relacionan a continuación:
 1. Inventario de todas las estructuras y datos generales de los mismos
 2. Sistematización de las tareas de Inspección



Número de edificaciones en función de la acción constructiva requerida



Evaluación de las alternativas a nivel de indicadores, criterios y requerimientos

3. Evaluación del índice de condición de las estructuras
4. Priorización estratégica para la intervención
5. Estimación del coste de los trabajos de reparación
6. Optimización de la utilización de los presupuestos disponibles

En la herramienta para la obtención del índice de evaluación y priorización de estructuras degradadas y ayuda a la toma de decisión se ha desarrollado e implementado la metodología MIVES (metodología creada por TECNALIA conjuntamente con la Universidad del País Vasco, la Universidad Politécnica de Cataluña y la Universidad de La Coruña). MIVES es una metodología de toma de decisión multicriterio que evalúa cada una de las alternativas que pueden resolver un problema genérico definido, a través de un índice de valor.

- Tras explicar la metodología se verá dos casos prácticos:
- Metodología para la asignación del índice de condición en puentes
 - Priorización de edificios degradados en el Centro Histórico de La Habana

421. REHABILITACIÓN DEL PUENTE DEL MILENIO, OURENSE

MILLENNIUM BRIDGE (OURENSE) REHABILITATION

Sergio Couto Wörner. k2 Estudio de Ingeniería SL. ICCP. ICCP. scouto@k2ingenieria.es
 Javier Lendoiro Santos. k2 Estudio de Ingeniería SL. ITOP. ITOP. jlendoiro@k2ingenieria.es
 Jorge Cascales Fernández. k2 Estudio de Ingeniería SL. ICCP. ICCP. jcascales@k2ingenieria.es
 Ricardo Rico Rubio. k2 Estudio de Ingeniería SL. ICCP. ICCP. rrico@k2ingenieria.es

Rehabilitación, reacción álcali-árido, pintura, estructura metálica, inyección de fisuras.

Rehabilitation, alkali silica reactivity, painting, steel structure, crack injection.

El puente del Milenio sobre el Río Miño en Ourense fue construido entre 2000 y 2001 con objeto de cerrar al tráfico rodado el puente romano, que soportaba un volumen de tráfico que ponía en peligro su conservación.

El viaducto es un puente atirantado de 275 metros de longitud con un reparto de luces 60 + 110 + 60 + 45 metros. Además de los cables de atirantamiento cuenta con un pretensado extradorsal inferior en la zona central del vano mayor. Una singularidad del puente radica en una pasarela peatonal de formas curvas que rodea la parte superior de los pilonos y desciende hasta unos 6 metros por debajo de la rasante.

En el año 2015 la Xunta de Galicia encarga la redacción de un Proyecto de Rehabilitación de este puente para recuperar el nivel de servicio de algunas de sus partes.

Después de realizar una inspección exhaustiva del viaducto, se diseñan diversas actuaciones, que pueden dividirse en varias categorías:

- Actuaciones estructurales:
 - Inyección de las fisuras encontradas en pilonos e interior de tablero.
 - Protección anticorrosiva de barandillas y cinta peatonal.
 - Protección de los pilonos por presencia de reacción álcali-árido.
 - Eliminación de humedades y filtraciones al interior del tablero.
 - Impermeabilización de la cara superior del tablero.
- Actuaciones de conservación:
 - Actuaciones menores: eliminación de pintadas, vegetación, etc.
- Actuaciones futuras.

Al tratarse de un puente urbano, fue necesario estudiar soluciones al tráfico para evitar congestionar la zona.



Vista general de los trabajos



Trabajos en altura

519. LA IMPORTANCIA DEL “REVISOR INDEPENDIENTE” EN EL DISEÑO Y USO DE LOS MEDIOS AUXILIARES EN OBRA

THE IMPORTANCE OF THE “INDEPENDENT CHECKER” IN THE DESIGN AND USE OF TEMPORARY WORKS

Manuel Ángel Díaz García. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero Industrial. mdiaz@louisberger.com

Juan Peña Lasso. Louis Berger-APIA XXI Bridges Department. Ingeniero Industrial. jupena@louisberger.com

Óscar Ramón Ramos Gutiérrez. Louis Berger-APIA XXI-Universidad de Cantabria. Head of Bridges Division. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. oramos@louisberger.com

Marcos Jesús Pantaleón Prieto. Louis Berger-APIA XXI-Universidad de Cantabria. Director Técnico. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mjpanta@louisberger.com

Medios auxiliares, revisor independiente, prueba de carga, instrumentación estructural, seguridad en la obra.

Temporary works, Independent checker, load test, structural monitoring, site safety.

La obra de construcción de puentes y en general la gran obra en ingeniería civil requiere el diseño de medios auxiliares que permitan llevar a cabo su proceso constructivo.

La complejidad de las obras y los plazos cada vez más ajustados que se manejan exigen el diseño de medios auxiliares cada vez más sofisticados que responden a estrategias constructivas más optimizadas. Los medios auxiliares están directamente relacionados con la planificación de la obra y se les exige funcionalidades cada vez mayores para cumplir los plazos previstos.

Desde el punto de vista de la obra son deseables medios auxiliares versátiles y fiables, a pesar de que son, en no pocos casos, equipos únicos, no fabricados anteriormente y que deben trabajar en condiciones excepcionales y a veces con múltiples condicionantes.

Ante este escenario se considera fundamental que el diseño de cualquier medio auxiliar sea comprobado y certificado por un equipo de ingenieros independiente del contratista y del diseñador. El revisor independiente se encarga de examinar el diseño en detalle del medio auxiliar incluyendo su instalación, servicio, desmontaje y retirada de la obra. Es importante tener en cuenta que la revisión del proyecto



Carro de izado de dovelas en el puente de Cádiz



Carro lanzador en Castilblanco

debe hacerse con tiempo suficiente para analizar los detalles de diseño, montaje, uso y retirada del medio auxiliar, identificando los puntos fuertes y débiles y con margen para proponer las mejoras que se estimen oportunas.

La revisión por un agente independiente permite detectar defectos, carencias o errores en el proyecto y sirve como contraste a la información suministrada por el proyectista a fin de conseguir el nivel de fiabilidad deseado para estos equipos.

La prueba de carga y la asistencia en las principales maniobras es esencial. La instrumentación de los medios auxiliares se considera necesaria en aquellos elementos fabricados ad-hoc para la obra, no probados ni contrastados anteriormente y que están afectados de múltiples condicionantes que, algunos de ellos, pueden no haber sido considerados en fase de proyecto. La información proporcionada por la instrumentación representa la realidad de lo que está ocurriendo en la obra, debiendo actuarse ante los eventos observados.

La supervisión independiente de los medios auxiliares va de la mano de la planificación y optimización de las obras y está dirigida además a la mejora continua de la seguridad en las mismas.

El artículo se ilustra finalmente con la supervisión de varios medios auxiliares incluida su instalación, instrumentación y puesta en servicio.

308. DIFERENCIAS ENTRE EL COMPORTAMIENTO DE LOS RELLENOS EN BÓVEDAS HISTÓRICAS DE FÁBRICA DE PUENTES Y EDIFICIOS

DIFFERENCES BETWEEN THE BEHAVIOUR OF BACKFILL IN HISTORICAL MASONRY VAULTS OF BRIDGES AND BUILDINGS

Alejandro Ramos Casquero. Tyspa. Ingeniero del Departamento de Estructuras. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. aramos@tyspa.es

Javier León González. Grupo de Hormigón Estructural ETSICCP UPM. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jl@he-upm.es

Fábrica, bóveda, rellenos, puente, edificio.

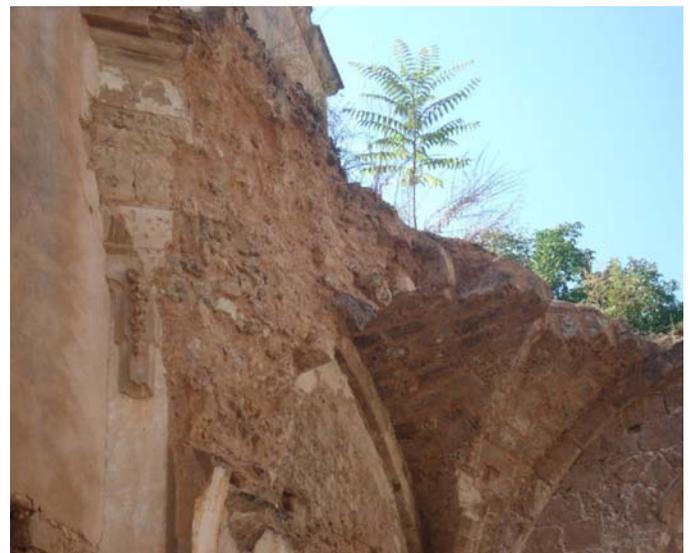
Masonry, vault, backfill, bridge, building.

El papel de la conservación del patrimonio es una materia cada vez más asumida en la sociedad actual y en el ámbito de las estructuras. Así tanto ingenieros como arquitectos han tomado en consideración la importancia de estas labores y se dedican profesionalmente a ellas. Pero es verdad que en las escuelas de formación no se aborda de manera adecuada esta doctrina, ni se han realizado muchos trabajos de investigación que asienten las bases para el estudio estructural de las obras históricas de fábrica. Es más, los pocos que se han llevado a cabo se han centrado casi de manera exclusiva en el estudio de los puentes de fábrica quedando relegados los estudios específicos acerca de las edificaciones.

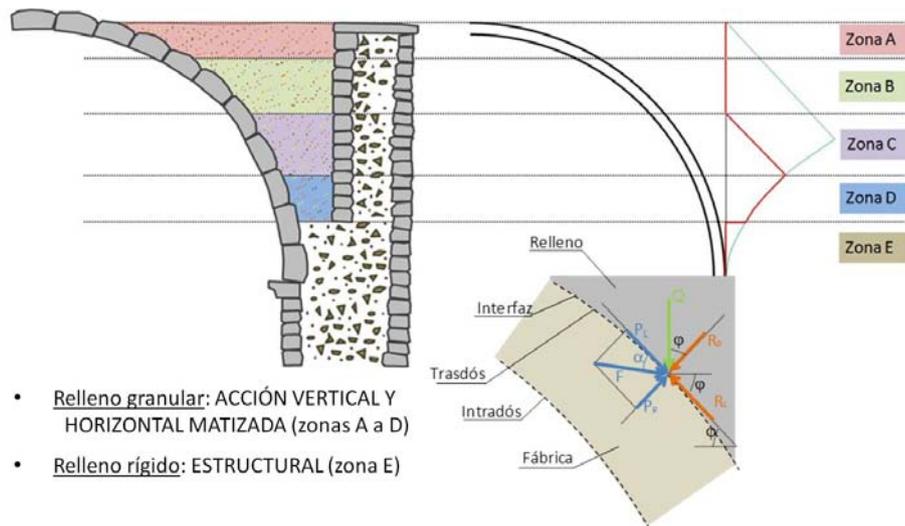
Así en los puentes se ha explicado y asumido la importancia de los rellenos existentes en el trasdós de las bóvedas de fábrica. Sin su adecuada consideración no puede explicarse la capacidad de carga y de asumir desplazamientos impuestos que estas estructuras son capaces de resistir.

Las bases teóricas para el análisis de los elementos existentes en este tipo de construcciones así como las herramientas para su análisis han sido expuestas en la literatura técnica y diversos estudios. En la presente comunicación los autores presentan el comportamiento de los rellenos y hacen hincapié en explicar las diferencias entre el comportamiento de los mismos en estructuras tan diferentes como son los puentes de fábrica, ya conocidos, y los rellenos dispuestos en las bóvedas de edificios históricos, tema casi inédito en la literatura técnica.

Además de una presentación teórica que sirva como base para tener en cuenta los efectos de estos rellenos en el cálculo estructural, se presentan sendos ejemplos de cálculo, de un puente y de un edificio, de manera que de forma práctica se explican y se cuantifican las diferencias. El cálculo de estas estructuras se basa en la aplicación de los teoremas de la plasticidad a los elementos de fábrica, esto es, el análisis límite. Herramienta que, con pocos datos, tiene la capacidad de hacer entender la forma de trabajo de estructuras complejas como las tratadas. Esta sencilla y práctica metodología de cálculo ha sido sancionada por la práctica estructural para este tipo de estructuras.



Rellenos rígidos situados en el trasdós de las bóvedas de la iglesia del Monasterio de Piedra



- **Relleno granular:** ACCIÓN VERTICAL Y HORIZONTAL MATIZADA (zonas A a D)
- **Relleno rígido:** ESTRUCTURAL (zona E)

Zonas en las que se puede dividir el relleno de una bóveda para explicar su comportamiento

568. ESTRUCTURAS SINGULARES FRENTE A SU FASE DE EXPLOTACIÓN. EL CASO DEL PUENTE DE LA CONSTITUCIÓN DE 1812

EXPLOTATION PHASE OF SINGULAR STRUCTURES. THE CASE OF THE "CONSTITUCIÓN DE 1812 BRIDGE OVER THE CÁDIZ BAY" (CÁDIZ)

Fernando Pedraza Majárrez. Ministerio de Fomento. Director de Obra. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fpedraza@fomento.es
 Óscar Ramón Ramos Gutiérrez. Louis Berger-APIA XXI. Universidad de Cantabria. Head of Bridges Department. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. oramos@louisberger.com
 Manuel Ángel Díaz García. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero Industrial. mdiaz@louisberger.com
 Marta Sacaluga Cornejo. Ginprosa Ingeniería, S.L. Asistencia Técnica. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. m.sacaluga@ginprosa.es

Inspección, mantenimiento, conservación, explotación.

Inspection, maintenance, conservation, exploitation.

Desde la fase de proyecto de puentes y viaductos carreteros se está considerando la necesidad de planificar todas las medidas necesarias para facilitar su explotación. Para ello se están definiendo tres documentos básicos que recogen de forma ordenada las tareas a realizar para garantizar la completa funcionalidad de la estructura durante su vida en servicio. Estos documentos son el plan de inspección, el manual de conservación y mantenimiento y el manual de explotación.



Panorámica general del Puente de la Constitución de 1812

Todo surge por propia coherencia con los propios manuales de diseño que exigen periodos de vida útil para las estructuras de hasta 100 años.

En el plan de inspección se definen índices de deterioro para el seguimiento de las distintas patologías y se establecen umbrales de actuación. En el plan de conservación y mantenimiento se incluyen tareas no programadas de reparación o sustitución de los elementos y componentes deteriorados por diversas acciones sobrevenidas (accidentes, fallos, etc.); y la sustitución de los que ya han alcanzado el final de su vida útil. El mantenimiento se refiere a los trabajos programados necesarios para garantizar que se alcance la vida útil nominal, proporcionando en todo momento un adecuado servicio (limpieza, reajustes o recalibraciones, sustituciones parciales, etc.). En consecuencia, deben recopilarse pues las especificaciones técnicas de los fabricantes de todos los componentes integrados en la estructura.

El manual de explotación puede ser el más complejo de elaboración de todos y debe estar sujeto a una revisión permanente. Resulta evidente que la estructura no es un fin en sí mismo; su objetivo es mantener la vialidad en condiciones ordinarias y extraordinarias de operación. Conseguir el objetivo no está exento de riesgos que deben gestionarse. El manual debe cubrir pues la gestión de los riesgos asociados a la operación ordinaria y los sobrevenidos que resulten previsibles, además de la definición de las condiciones de operación extraordinaria. Entre los riesgos asociados a las operaciones ordinarias se encuentran todos los asociados al mantenimiento de la vialidad: accidentes de tráfico, incendios de vehículos, vertidos, congestión, niebla, etc. Entre los riesgos sobrevenidos se pueden enunciar los asociados a las condiciones meteorológicas extremas, a patologías estructurales, sismo, sabotaje, impactos, socavación, etc. Por otro lado, existen operaciones extraordina-

Nivel de alerta	Velocidad del viento real (V_{m10})
Nivel 1	$45,00 \text{ km/h} \leq V_{m10} < 70,00 \text{ km/h}$
Nivel 2	$70,00 \text{ km/h} \leq V_{m10} < 90,00 \text{ km/h}$
Nivel 3	$90,00 \text{ km/h} \leq V_{m10} < 110,00 \text{ km/h}$
Nivel 4	$V_{m10} \geq 110,00 \text{ km/h}$

Niveles de alerta establecidos conforme a la velocidad del viento

rias de vialidad, como el paso de transportes especiales muy diversos, pruebas deportivas, etc. que requieren de estudio.

Cada uno de estos documentos se trata a lo largo del artículo tomando finalmente como ejemplo práctico el Puente de la Constitución de 1812.

148. NORMATIVA PARA LA EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES. PASADO, PRESENTE Y FUTURO

REGULATIONS FOR THE EVALUATION OF THE COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE IN EXISTING STRUCTURES. PAST, PRESENT, AND FUTURE

Jorge Ley Urzaiz. INTEMAC. Director General. Dr. Ingeniero de Caminos. jley@intemac.es

José Juan Rozas Hernando. INTEMAC. Jefe de la Sección de Ensayos Estructurales. Ingeniero Técnico de Obras Públicas. jjrozas@intemac.es

Jesús María Rodríguez Romero. INTEMAC. Jefe de la Sección de Control de Proyecto. Ingeniero de Caminos. jmrodriguez@intemac.es

Raúl Rodríguez Escribano. INTEMAC. Director de la División de Estudios. Dr. Ingeniero de Caminos. rrodriguez@intemac.es

Elena Díaz Heredia. INTEMAC. Jefa de la Sección de Estructuras. Dra. Ingeniera de Caminos. ediaz@intemac



Probeta Testigo nº 2

Estructuras existentes, resistencia del hormigón, gestión de estructuras.

Existing structures, management structures, concrete strength.

La aparición de la norma europea EN 13791 en 2007 para evaluar la resistencia del hormigón de estructuras existentes, supuso un esfuer-

zo normativo para aclarar la forma de evaluar una característica esencial del hormigón de una estructura ya construida. No obstante al haber transcurrido más de 9 años desde su publicación parece necesario realizar una serie de precisiones respecto a su empleo. En esta ponencia se recogen y cuestionan los resultados obtenidos en un caso real utilizando dicha norma y se comparan los resultados obtenidos con la aplicación del eurocódigo EN1990, la normativa ACI sobre el particular e incluso los criterios recogidos en las instrucciones españolas de hormigón armado; ya que aunque estos códigos fueron redactados para el proyecto y ejecución de estructuras de nueva planta y no para la evaluación de estructuras ha sido habitual la interpretación de alguno de sus artículos para evaluar esta característica del hormigón. La norma armonizada EN 13791, está en periodo de desarrollo y revisión, volviendo de nuevo a recoger alguno de los parámetros que esta norma actualmente no contempla (como es el factor de corrección por esbeltez) y también a explicitar entre otras cuestiones el tamaño del lote representativo de la muestra. Por todo ello, si se confirma que efectivamente la revisión de la norma toma en cuenta el criterio de los expertos consultados, inducirá menores errores que la norma actualmente en vigor.

197. ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES: CENTRO INTERNACIONAL TEQUENDAMA EN BOGOTÁ

SEISMIC VULNERABILITY ANALYSIS REGARDING THE EXISTING STRUCTURES: INTERNATIONAL CENTER OF TENQUEDAMA IN BOGOTA

Carlos Castañón Jiménez. IDOM Ingeniería y Consultoría. Director de Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ccastanon@idom.com

David García Menéndez. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Projectista. Ing. Técnico de Obras Públicas/Ingeniero de Materiales. dgm@idom.com



Extracción de probeta testigo de la cimentación de un aerogenerador

Jorge de Prado Romero. IDOM Ingeniería y Consultoría. Proyectista. Ingeniero Técnico Industrial. jdeprado@idom.com

Vulnerabilidad sísmica, análisis dinámico, refuerzo estructural.

Seismic vulnerability, dynamic analysis, structural reinforcement.

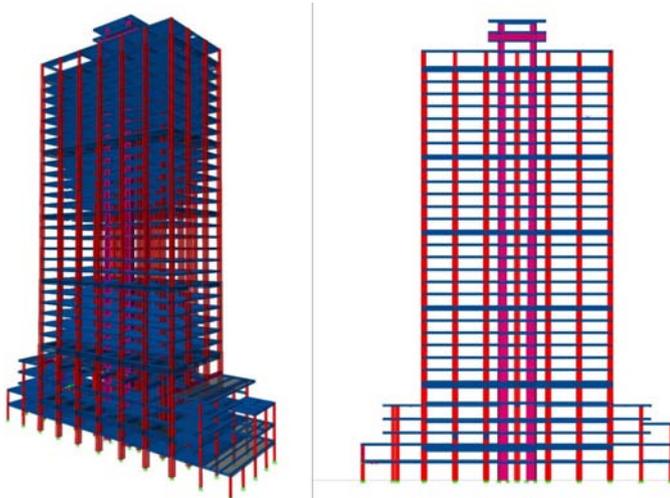
En este artículo se presenta el estudio realizado para la verificación y posterior adecuación de las estructuras correspondientes a un con-

junto de cinco edificios diseñados y construidos entre los años sesenta y setenta del siglo pasado, frente a acciones sísmicas de acuerdo a los requisitos recogidos en la nueva normativa vigente en Colombia.

Para ello, se llevó a cabo un estudio para la diagnosis del estado de conservación de las estructuras junto con una campaña de verificación geométrica de los elementos estructurales y ensayos para la caracterización de los materiales. Posteriormente, se realizó un análisis dinámico mediante modelos de elementos finitos de todos los edificios, evaluando por un lado el comportamiento global de las estructuras, verificando desplazamientos máximos y capacidades de los elementos principales, y por otro lado identificando las necesidades de refuerzo. En último lugar, se propusieron tres alternativas de refuerzo, comparándolas entre sí atendiendo a parámetros económicos, constructivos y funcionales.



Vista general grupo de edificaciones



Vistas modelo estructural

230. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS INDUSTRIALES EN BANGLADESH

STRUCTURAL SURVEY OF FACTORY BUILDINGS IN BANGLADESH

José Antonio del Rosario Tomás. Arup. Asociado. Ingeniero de Obras Públicas. jose.delrosario@arup.com

Javier Sanz. Arup. Ingeniero Senior. Ingeniero Industrial. javier.sanz@arup.com

George Faller. Arup. Asociado. Ingeniero Estructural. george.faller@arup.com

Patricio García Hernández. Arup. Asociado. Ingeniero de Caminos. patricio.garcia@arup.com

Colapso, evaluación, reconocimiento, estructural.

Collapse, assessment, survey, structural.

Bangladesh es uno de los países de mayor producción textil y se estima que cuenta con un total de más de 5.000 edificios dedicados a este tipo de producción.

En abril de 2013 se produjo el colapso de uno de estos edificios, en Daka, capital de Bangladesh. El edificio contaba con 8 plantas y en el colapso, debido a causas estructurales, fallecieron más de 1.100 personas quedando heridas más de 2.000. Si bien se había producido incidentes anteriores relacionados con fallos estructurales, éste supuso un punto de inflexión, y este contexto, Inditex, comenzó un diálogo con Arup para tratar de evitar futuros colapsos.

Tras unas primeras conversaciones, se planteó una campaña de inspecciones de edificios bajo el abrigo de un grupo de unas 150 empresas del sector, encabezadas por Inditex. Debido al importante número de edificios a inspeccionar, 750, y el plazo breve en que debía realizarse, 7 meses, Arup desarrolló una metodología que permitiera realizar inspecciones rápidas que definieran las acciones necesarias a llevar a cabo para que los edificios pudiera seguir operando de manera segura o en caso extremo para indicar la evacuación inmediata del edificio.

La evaluación de los edificios era especialmente complicada pues rápidamente se pudo observar que normalmente no se contaba con una documentación de proyecto adecuada y que además en muchos casos, los edificios se habían ampliado de manera poco controlada, aumentando su número de plantas original. Por otro lado, se comprobó que la calidad de los materiales no era especialmente alta y que además en muchas zonas del país no se contaba con áridos para la elaboración del hormigón, empleándose en su lugar ladrillo troceado, lo que se



Colapso estructural del Edificio Rana Plaza en Dacca, Bangladesh



Alcance del proyecto



Cata estructural mostrando el hormigón con árido a base de trozos de ladrillo



Detalle de conexión de prefabricado con nudo in situ

traduce en resistencias significativamente bajas, muchas veces por debajo de los 10 MPa.

La metodología combinaba una serie de ensayos in situ (martillo y escaneo de armaduras) con cálculos simplificados. Como resultado, se establecían una serie de acciones a realizar a corto, medio y largo plazo para asegurar la seguridad estructural de los edificios. Esta metodología resultó satisfactoria y se ha empleado de manera extensiva en todo el país.

Arup realizó las 750 inspecciones mencionadas, empleando para ello personal de un gran número de países, lo que supuso una movilización total de más de 100 ingenieros.

Adicionalmente, en los edificios en que se hicieron necesarios estudios adicionales, Arup ha continuado con una labor de supervisión de los estudios llevados a cabo por las empresas locales.

279. ESTRUCTURA PREFABRICADA E IN SITU EN ESTACIONES: NORTHERN LINE EXTENSIÓN, LONDRES

PRECAST & IN SITU BOX STATIONS STRUCTURE - NORTHERN LINE EXTENSIÓN - LONDON

Pedro Gómez Pérez. Ferrovial-Agroman JV Laing O'Rourke.
DfMA Manager. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
pedro.gomez@team-flo.com

Metro, Londres, estación, prefabricados de hormigón, conectores.

Metro, London, box station, pre-cast concrete, couplers.

La Northern Line Extensión (NLE) es un proyecto de ampliación del metro de Londres. El plan extiende la rama existente de Charing Cross de NLE desde el lazo Kennington hasta el sur de la estación eléctrica de Battersea.

El proyecto incluye, entre otros elementos:

- Dos nuevas estaciones: una en Nine Elms y otra en Battersea.
- Dos pozos de ventilación/acceso: Kennington Park y Kennington Green.

La concepción de la estructura de las dos nuevas estaciones, es realizar una construcción de arriba abajo, ejecutando las pilas pilote desde la parte superior, para según se va profundizando en la excavación ir ejecutando los apuntalamientos entre pantallas y una vez alcanzado el nivel inferior construir los forjados desde abajo hacia arriba, una vez estabilizada la excavación.

La singularidad de la construcción es que se decidió diseñar por necesidades de espacio toda la estructura principal (vigas de arriostramiento, vigas secundarias, vigas de pared y losas de piso) mediante elementos prefabricados. Dichos elementos tendrán una unión con los elementos de hormigón in situ (columnas) bastante compleja, mediante conectores.

S5. INNOVACIÓN Y TRANSFERENCIA DE TECNOLOGÍA

41. RECOMENDACIONES PARA LA PRODUCCIÓN DE ZAPATAS COLUMNAS PRETENSADAS DE LAS AUTOPISTAS ELEVADAS DE CIUDAD DE MÉXICO MEDIANTE EL MÉTODO DE LA MADUREZ

RECOMMENDATIONS FOR THE PRODUCTION OF PRESTRESSED PRECAST COLUMN-FOOTINGS ON THE ELEVATED HIGHWAYS SEGUNDOS PISOS IN MEXICO CITY BASED ON CONCRETE MAT

Cristina Vázquez Herrero. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Profesora Titular Universidad. Dra. ICCP. cvazquezh@udc.es
 Roberto Meli Piralla. Instituto de Ingeniería UNAM. Investigador Emérito. Dr. Ingeniero Civil. rmep@pumas.iingen.unam.mx
 Carlos Aire Untiveros. Instituto de Ingeniería UNAM. Académico Instituto de Ingeniería-UNAM. Dr. Ingeniero Civil. aire@pumas.iingen.unam.mx
 Miguel Ángel Dircio Bautista. Instituto de Ingeniería UNAM. Estudiante de Maestría. Maestro Ingeniero Civil. mdirciob@gmail.com
 Carlos Javier Mendoza Escobedo. Instituto Ingeniería UNAM. Investigador Titular. Maestro Ingeniero Civil. cjm@pumas.iingen.unam.mx

Método de la madurez, efecto cross-over, hormigón autocompactante, hormigón pretensado.

Concrete maturity method, cross over effect, self-compacting concrete, prestressed concrete.

El objetivo de la investigación es optimizar la producción de las zapatas columnas prefabricadas pretensadas de las autopistas elevadas Segundos Pisos de Ciudad de México, aplicando el método de la madurez. Para ello se estudia el efecto combinado del tiempo y de la temperatura en la evolución temporal de las propiedades mecánicas del hormigón autocompactante de alta resistencia de las zapatas-columnas. El análisis de los resultados obtenidos ha permitido revisar el método de curado, y establecer la edad de transferencia mínima, de forma que se minimizan los costes y plazos de producción.



Construcción de la estructura de las autopistas elevadas, Segundos Pisos, Ciudad de México



Instrumentación de una zapata-columna prefabricada pretensas

42. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA ARMATURE.ES A LA REDUCCIÓN DE PLAZOS DE CONSTRUCCIÓN DE PUENTES DEL EJE ATLÁNTICO DE ALTA VELOCIDAD

APPLICATION OF THE METHODOLOGY ARMATURE.ES TO REDUCE CONSTRUCTION DEADLINES OF TWO BRIDGES ON THE HIGH SPEED ATLANTIC RAILWAY, SPAIN

Cristina Vázquez Herrero. ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Profesora Titular. Universidad. Dra. ICCP. cvazquezh@udc.es
 Gustavo Vázquez Herrero. Cimarq SL. Director General. ICCP. gustavo.vazquez@cimarq.es
 Susana Lenguas Gil. Arias Hermanos. Prev. Jefa de Grupo de Obras. ICCP. susana.lenguas@icloud.com
 Félix Sánchez Tembleque. CITEEC. Profesor. Dr. Ingeniero Industrial. fsanchez@udc.es

Método de la madurez, ensayos no destructivos, lechada, grout, hormigón de alta resistencia.

Concrete maturity method, non-destructive testing, grout, high strength concrete.

Durante la construcción de los viaductos de O Marco y Ulló del Eje Atlántico de Alta Velocidad, del tramo UTE Vilaboa (Aldesa y Arias Hermanos) se aplicó un nuevo procedimiento basado en el método de la madurez según la ASTM C1074-2011. La metodología armature.es permitió el diseño ecológico de la dosificación de hormigón, minimizando la cantidad de cemento por metro cúbico. Durante toda la construcción de los viaductos de O Marco y Ulló no se produjo ninguna baja de resistencias, ni problemas derivados de la falta de curado del tablero, gracias al compromiso de todos agentes intervinientes en la obra: dirección de obra, empresa constructora, oficina técnica, plantas del hormigón, laboratorio de control de calidad externo, y equipo de armature.es (investigadores de la Universidad de La Coruña e ingenieros de CIMARQ).

Se ha constatado que existe una variación considerable de temperaturas internas entre las diferentes zonas de la sección transversal, de hasta un 30% respecto a la temperatura mínima en la fase estudiada, debido a la diferencia de espesores de hormigón y al efecto de aislante térmico del encofrado. Debido a esta falta de uniformidad de la temperatura interna se desaconseja emplear "match curing", sien-



Instrumentación del tablero del viaducto de O Marco, Eje Atlánti



Instrumentación del ambiente y de las probetas de control

do aconsejable el método de la madurez (ASTM C1074.11), y concretamente la metodología desarrollada armature.es.

Se propone incluir el método de la madurez en los Eurocódigos y en la normativa española. Se sugiere redefinir en la futura normativa el concepto de edad del hormigón, sustituyéndolo por el concepto de índice de madurez o edad equivalente, en aras de la seguridad laboral y estructural.

72. TÉCNICAS DE INSPECCIÓN GPR EN CONSTRUCCIÓN: APLICACIÓN ANDROID PARA EL PROCESADO DE SEÑAL

GPR INSPECTION TECHNIQUES IN CONSTRUCTION: ANDROID APP FOR SIGNAL PROCESSING

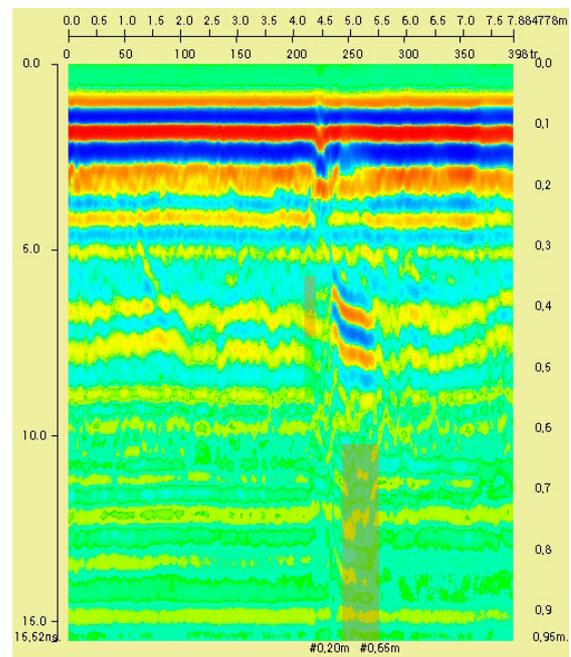
Francisco Javier Prego Martínez. Extraco, S.A. y Misturas, S.A.
Dpto. I+D+i. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
javiprego.extraco@gmail.com

Luis Antonio Nieto Matarranz. Abakal Ingenieros, S.L. Dpto. I+D+i.
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. lnieto@abakal.com
M.ª Mercedes Solla Carracelas. Centro Universitario de la Defensa-
Escuela Naval Marín. Profesora. Dra. Ingeniera de Montes.
merchisolla@tud.uvigo.es

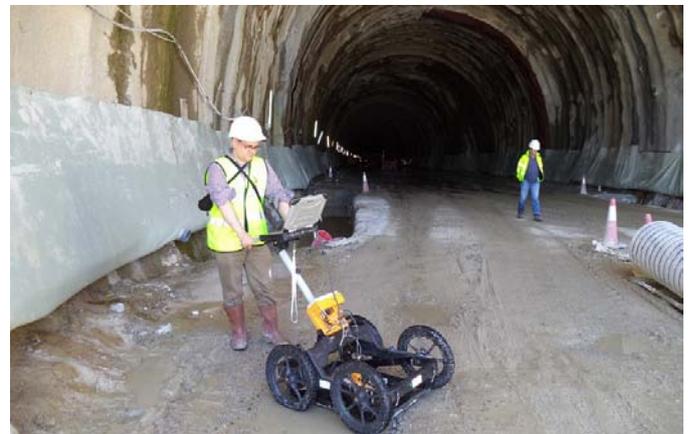
Georradar, inspección, construcción, procesado, mediciones.

Georadar, inspection, construction, processing, measurements.

El empleo de tecnologías Georradar (Ground Penetrating Radar, GPR) en el control y análisis de obras de ingeniería civil ha alcanzado un notable desarrollo en las últimas décadas, especialmente en lo referente a la monitorización de grandes infraestructuras del transporte (viarias y ferroviarias). El GPR ha demostrado ser una técnica de análisis no destructiva (TND) fiable y asequible económicamente en la inspección de estructuras presentes en viaductos, puentes y túneles, usándose para la medición de espesores de pavimentos y recubrimientos, profundidad de grietas o en la detección de armaduras y elementos embebidos en el hormigón estructural. Sin embargo, el procesado e interpretación posterior de la señal GPR es una labor compleja, que dificulta la expansión de estas técnicas en el ámbito de la construcción, por requerir del empleo de programas informáticos comerciales difíciles de manejar y no siempre gratuitos. Este trabajo presenta el de-



Ejemplo de radargrama procesado con app



Medición con GPR en un túnel

sarrollo de una aplicación en sistema operativo Android, que permite el procesado básico de la señal en dispositivos smartphone y tablet. Se trata de una herramienta gratuita, sencilla, intuitiva y de fácil acceso, que agiliza el tratamiento de la señal y la obtención de resultados preliminares, implementando filtros que optimizan el procesado de las imágenes y facilitan la realización de mediciones e informes de campo al pie de la misma estructura.

131. DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE FIABILIDAD β DE HORMIGONES ESPAÑOLES SOMETIDOS A LAS CLASES DE EXPOSICIÓN XC Y XS

RELIABILITY INDEX β DETERMINATION FROM A SET OF CONCRETES SUBMITTED TO THE XC AND XS EXPOSURE CLASSES

Carmen Andrade Perdrix. IETcc-CSIC. Profesora de Investigación. Dra. Química Industrial. andrade@ietcc.csic.es
Rosario Martínez Lebrusant. IECA. Jefa del Área de Certificación y Hormigones. Dra. en Ciencias Químicas. charoml@ieca.es
Miguel Ángel Sanjuán Barbudo. IECA. Jefe del Área de Cementos y Morteros. Dr. en Ciencias Químicas. masanjuan@ieca.es
Nuria Rebolledo Rámos. IETcc-CSIC. Ayudante de Investigación. Ingeniera Química e Ingeniera Técnica Industrial. nuriare@ietcc.csic.es

Durabilidad, hormigón, modelos, fiabilidad, vida en servicio.

Durability, concrete, models, reliability, service life.

En el Código Modelo, MC2010, se han incluido recientemente unos modelos para mejorar la estimación de la durabilidad y ampliar la vida en servicio del hormigón estructural, los cuales se basan en algunas propiedades de transporte como lo es el coeficiente de difusión del agente agresivo. Además de los modelos, el MC2010 contiene un enfoque probabilista para realizar los cálculos relativos a la durabilidad del hormigón que han promovido un cierto interés para llevar a cabo la verificación de las especificaciones tradicionales utilizando modelos. En este artículo se ha realizado dicha verificación empleando unos 60 hormigones fabricados en diferentes lugares de España con los que se han realizados ensayos de carbonatación natural y penetración de iones cloruro por difusión natural, conforme con las normas europeas CEN/TS 12390-10 y CEN/TS 12390-11, respectivamente. El contenido de cemento estaba comprendido entre 275 y 500 kg y la relación agua/cemento entre 0,37

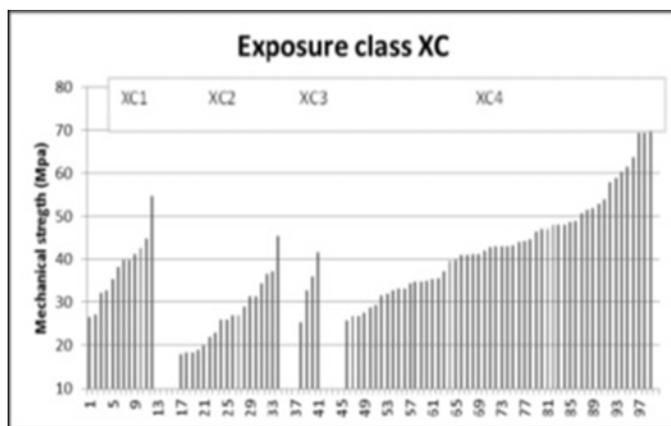


Figura 1. Resistencia a compresión a 28 días. Hormigones clasificados según exposición de carbonatación XC

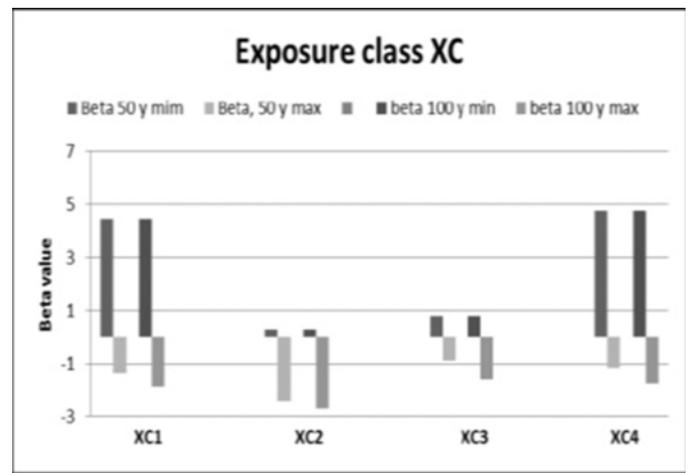


Figura 2. Índice/fiabilidad de la velocidad de carbonatación para una vida en servicio de 50 y 100 años

y 0,65. El hormigón se curó durante 28 días en cámara húmeda. Los resultados de carbonatación obtenidos en todos los hormigones se clasificaron y ordenaron de tal forma que cumplieran con las especificaciones de la norma europea de hormigones EN 206 en función de cada ambiente de exposición normalizado (fig. 1). Con relación a la resistencia a compresión, se observó una tendencia que iba desde los valores mínimo al máximo. Este enfoque también se puede adoptar en el caso de la velocidad de carbonatación. La figura 2 presenta el índice de fiabilidad (β) para los valores mínimo y máximo de la velocidad de carbonatación para una vida en servicio nominal de 50 y 100 años.

160. LOSA DE LA ESTACIÓN DE LA SAGRERA: ESTUDIO EXPERIMENTAL Y NUMÉRICO DE LA RETRACCIÓN DIFERENCIAL POR SECADO

SLAB OF THE SAGRERA STATION: EXPERIMENTAL AND NUMERICAL STUDY OF THE DIFFERENTIAL DRYING SHRINKAGE

Albert de la Fuente Antequera. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesor Lector. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. albert.de.la.fuente@upc.edu

Ana Cuartero Rodríguez. Bridge Technologies. Técnica de Proyectos. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. ana.cuartero@btechno.es

Ángel Aparicio Bengoechea. Universitat Politècnica de Catalunya. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. angel.carlos.aparicio@upc.edu

Autotensiones, cuantías mínimas, losa de gran canto, retracción, transferencia de humedad.

Humidity transfer, minimum reinforcement, self-equilibrated stresses, shrinkage, thick slab.

Para la futura estación ferroviaria intermodal de La Sagrera (Barcelona) se proyectan cinco niveles; en el inferior se albergaran los andenes de la red de Cercanías y, a tal fin, se diseña una losa de fondo de hormigón armado con canto de entre 2,0 m y 3,5 m. La losa tiene una superficie aproximada de 48.000 m² e involucra la producción de alrededor de 120.000 m³ de hormigón. Consecuentemente, la optimización tanto de la composición del hormigón como de la cuantía de acero son aspectos determinantes para la economía de la obra.

En este sentido la mayor parte de la losa requiere de una cuantía mínima para hacer frente a los estados tensionales derivados del intercambio inicial de temperatura y de los efectos de la retracción; estos últimos ocasionan: (1) autotensiones equilibradas debidas al secado diferencial de las fibras de hormigón (fig. 1) y (2) coacción lateral derivada del bloqueo de las juntas.

Las normativas nacionales e internacionales proponen cuantías de armadura que oscilan entre el 1,8% y el 6,0% de la sección transversal del hormigón; si bien, estas cuantías no tienen en cuenta aspectos determinantes como: (1) la dosificación del hormigón (y por tanto tampoco su potencial de retracción); (2) las condiciones termo-higrométricas y (3) el canto de la sección transversal. En consecuencia, se trata de un rango de valores amplio y que, a falta de un estudio exhaustivo, puede ser inadecuado para la losa diseñada.

Para estimar la cuantía óptima de armadura, se debe resolver el problema de la transferencia de humedad y conocer la evolución de los perfiles de retracción. Se desarrolla una campaña experimental en el laboratorio de Tecnología de Estructuras Lluís Agulló de la UPC en la que se caracteriza la retracción en prismas con distintas dosificaciones de hormigón y en condiciones ambientales controladas. En paralelo, se ejecutan en las mismas instalaciones de la obra 6 dados de hormigón de dimensiones $1,2 \times 2,4 \times 2,0 \text{ m}^3$ (fig. 2) con dos cuantías distintas de refuerzo, dos dosificaciones de hormigón y condiciones de curado distintas. En estos se mide la evolución interna de las temperaturas así como las deformaciones en varias fibras de hormigón y del acero.

Los resultados se analizan y se emplean para calibrar un modelo higro-mecánico que ha permitido estimar los estados tensionales de

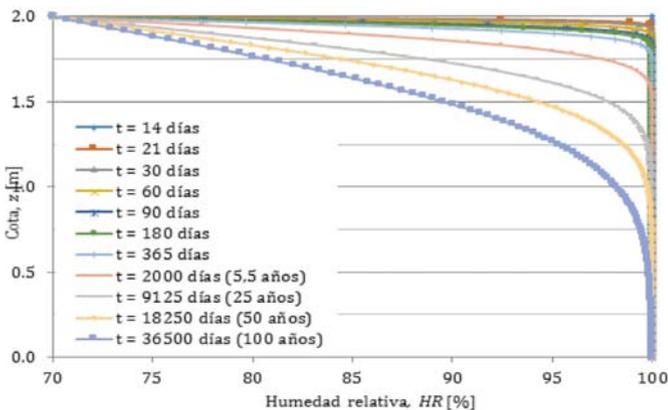


Figura 1. Estimación numérica de la evolución del perfil de humedad relativa con el tiempo



Figura 2. Dados de hormigón armado ($h = 2,0 \text{ m}$) bajo condiciones termohigrométricas in situ

la sección transversal y optimizar el refuerzo para distintos escenarios de ejecución de la losa y condiciones termo-higrométricas.

188. AVANCES EN EL DESARROLLO DE LAS PRIMERAS RECOMENDACIONES DE DISEÑO EN ESPAÑA PARA EL HORMIGÓN DE MUY ALTO RENDIMIENTO

ADVANCES IN THE DEVELOPMENT OF THE FIRST ULTRA HIGH PERFORMANCE FIBRE REINFORCED CONCRETE RECOMMENDATIONS IN SPAIN

Pedro Serna Ros. Universitat Politècnica de València. Presidente del Grupo 1.6 de la Comisión 1 de ACHE. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pserna@cst.upv.es
 Juan Ángel López Martínez. Research & Development Concretes S.L. Socio Fundador. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jlopez@rdconcrete.com

Recomendaciones, diseño, HMAR.

Recommendations, design, UHPFRC.

El HMAR ha demostrado ser un material prometedor para el desarrollo de aplicaciones en arquitectura e ingeniería civil gracias a la labor de investigación y a las aplicaciones llevadas a cabo durante la última década. Sin embargo, todavía queda un largo camino para conseguir que este material sea visto como una alternativa real en el que hay que dar respuesta a: (i) elevado coste de las materias primas; (ii) falta de experiencia de las ingenierías para encontrar sistemas específicos de construcción y diseños adaptados a las posibilidades del HMAR; (iii) necesidad de códigos de diseños específicos para el HMAR; (iv) dificultad a la hora de evaluar los beneficios económicos y ambientales a largo plazo de las estructuras de HMAR.

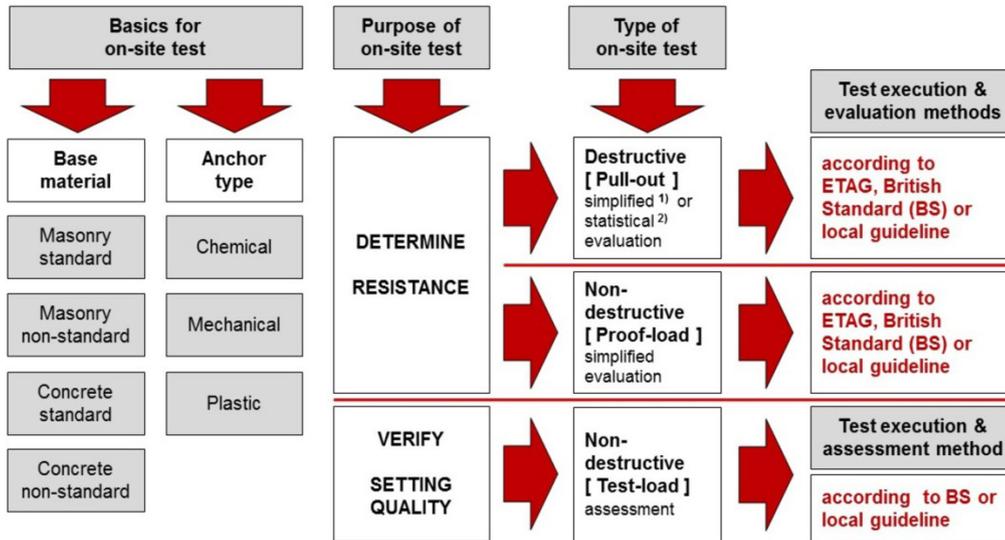
Con el objetivo de promover el uso del HMAR en la ingeniería española para que ésta pueda mantenerse a la vanguardia mundial en el sector de la construcción, se constituyó en noviembre de 2015 el grupo de trabajo 1.6 de la Comisión 1 de ACHE con el objetivo de desarrollar las primeras recomendaciones para el diseño de estructuras mediante HMAR. En este documento se presenta un resumen de los aspectos más relevantes desarrollados hasta el momento.

En primer lugar se presentan los requisitos que debe cumplir un hormigón para poder incluirse dentro del grupo de los HMAR, así como la propuesta de tipificación que permita un diseño sencillo de las estructuras proyectadas con HMAR. A continuación se presentan las ecuaciones constitutivas de diseño y un breve repaso de los aspectos más importantes del diseño en los estados límite de servicio y últimos.

218. THE POSSIBILITY AND LIMITATION OF ON-SITE TESTING OF ANCHORS

Luis Miguel Pombo Blanco. Hilti AG. Segment Manager Technical Marketing, BU Anchors. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. LuisMiguel.Pombo@hilti.com
 Antonio Cardo Fernández. Hilti Española S.A. Responsable Oficina Técnica. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Antonio.Cardo@hilti.com
 Anchors, on-site testing, quality, resistance.

On-site testing is only one but an important part of the inspection of anchoring activities where additional assurance of installation quality is



Hilti test execution and evaluation method based on type of on-site test, purpose, base material

deemed necessary (non-destructive proof loading) or where resistance values for the design are missing due to similar but not identical base material as given in the relevant approval document of a specific anchor type (destructive pull-out test or non-destructive proof load test).

However if a wrong logic on the interpretation of on-site testing results is applied, the result could compromise the stability of the structure, cause risk to human life and/or lead to considerable economic consequences.

246. OPTIMIZACIÓN DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE HORMIGÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS INDUSTRIALES, PARAMETRIZADA CON EL PROGRAMA GEOGEBRA

OPTIMIZATION OF PRECAST CONCRETE STRUCTURES FOR CONSTRUCTION OF INDUSTRIAL BUILDINGS, THROUGH PARAMETRIC ANALYSIS ASSISTED WITH GEOGEBRA

Alfonso Barba Pérez. Pretersa-Prenavisa Estructuras de Hormigón. Responsable de Proyectos. MSc Ingeniero Civil. Máster en Ingeniero de Estructuras. abarba@pretersa.com

Jaime Fernández Gómez. ETSICCP, UPM. Catedrático de Edificación y Prefabricación. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jaime.fernandez.gomez@upm.es

David Usero Mainer. Facultad de Ciencias Químicas, UCM. Profesor del Departamento de Matemática Aplicada. Dr. en Matemáticas. umdavid@mat.ucm.es

Paula Villanueva Llauradó. ETSICCP, UPM. Investigadora en formación. Arquitecta. Máster en Ingeniero de las Estructuras. p.v.llaurado@gmail.com

Estructuras prefabricadas, edificios industriales, hormigón prefabricado, optimización estructural, GeoGebra.

Precast structures, industrial buildings, precast concrete, structural optimization, GeoGebra.

El objeto de la presente investigación es analizar las estructuras prefabricadas de hormigón que intervienen en la composición de edificios industriales, con el fin determinar las variables que permitan optimizar su diseño. Para ello, se han determinado los parámetros más influyentes en el comportamiento de esta tipología estructural, formulados apoyándose en 20 proyectos constructivos de obras ejecutadas; los proyectos fueron seleccionados por presentar algunos aspectos comunes facilitando así su comparación, tales como: misma resistencia característica del hormigón en las distintas obras para cada elemento estructural y similares acciones de viento y sismo. El objetivo es conseguir una guía básica en la fase de predimensionamiento, relacionando

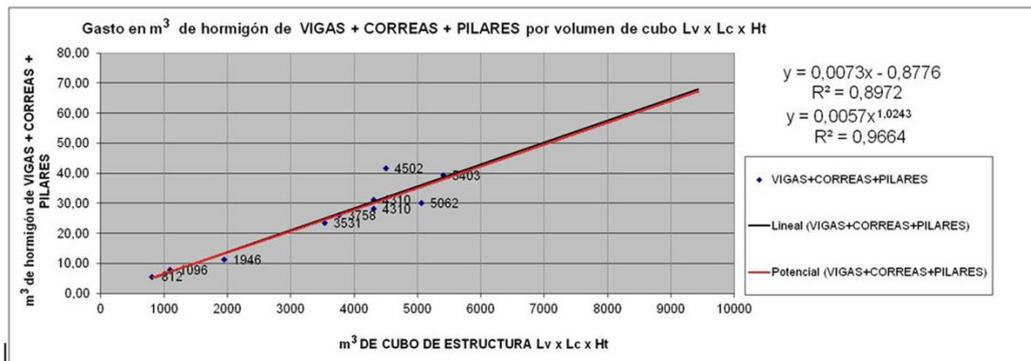


Figura 1. Regresión de m³ de hormigón en estructura por m³ de estructura construida (Lv x Lc x Ht)

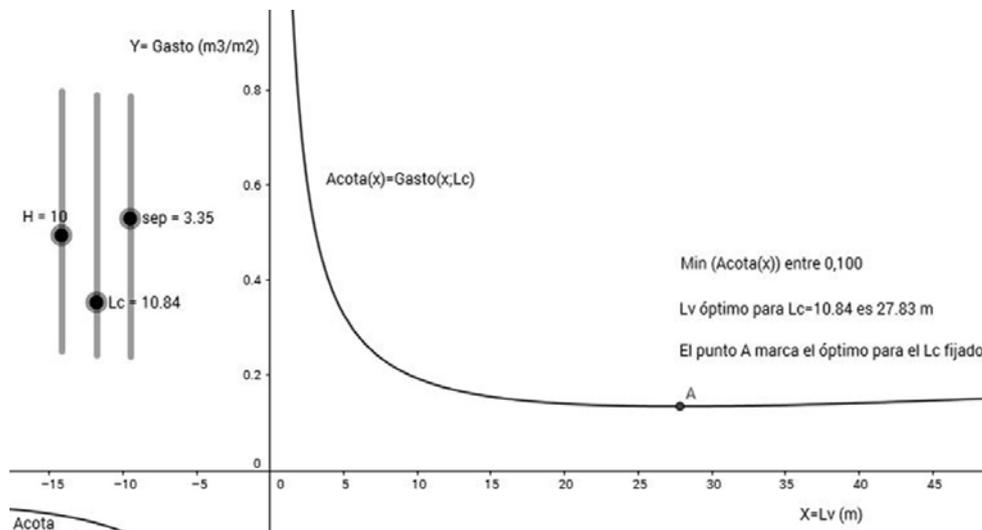


Figura 2. Análisis de funciones con el Programa GeoGebra para la obtención de L_v óptimo ($H_p = 10,0$ m)

la longitud de viga y longitud de correa óptimas para obtener el menor gasto. El procedimiento que se ha seguido es el análisis estadístico y la obtención de líneas de regresión de todos los casos analizados; dicho análisis relaciona, por una parte, los metros cuadrados de superficie construida y el consumo de hormigón para cada combinación de vigas y correas, y, por otra, el volumen construido y el consumo de hormigón para las estructuras completas, añadiendo además la repercusión de los pilares. Finalmente se ha desarrollado una función teórica, la cual pone en relación los parámetros más importantes de las estructuras de hormigón prefabricado para naves industriales. El análisis se ha complementado con una optimización con el programa GeoGebra (software libre de matemáticas dinámico que permite trabajar con modelos paramétricos), con vistas a servir de aproximación al predimensionamiento de este tipo estructural basándose en el tratamiento masivo de datos; con esta herramienta se han comparado las estructuras de la base de datos más optimizadas de acuerdo a las rectas de regresión y la función teórica, llegando a un buen ajuste de esta última. Se proponen unas dimensiones óptimas de luces de vigas y correas cuya superficie cubierta es un 25% superior a la lograda con las dimensiones clásicas, con lo cual se optimiza el proyecto de las estructuras estudiadas.

262. EL FOMENTO DE LA INNOVACIÓN EN EL SECTOR DE LA CONSTRUCCIÓN

PROMOTING INNOVATION IN THE CONSTRUCTION SECTOR

Jesús Rodríguez Santiago. Plataforma Tecnológica Española Construcción PTEC. Director Gerente. Dr. Ingeniero de Caminos. director@plataformaptec.es

Miguel Américo Revuelta. OHL Construcción. Jefe de Servicio de I+D e Innovación. Ingeniero de Caminos. mamerigo@ohl.es

Carlos Thomás García. Universidad de Cantabria. Profesor Ayudante Doctor. Dr. en Ciencias Físicas. carlos.thomas@unican.es

Innovación, construcción, evaluación técnica, seguro, patente.

Innovation, construction, technical evaluation, insurance, patent.

Una de las formas de facilitar la transferencia entre el mundo del conocimiento y el de la empresa para promover la innovación es el fo-

mento del trabajo conjunto a través de actuaciones puntuales (proyectos I+D+I) y de la participación continua en Foros en los que se aborden estrategias I+D+i.

Las Plataformas Tecnológicas responden al segundo caso. Son iniciativas promovidas en el año 2004 por los sectores a nivel europeo, a instancias de la CE, que en algunos sectores han sido replicadas a nivel nacional. Este es el caso de la construcción que en el año 2004 lanzó la Plataforma Tecnológica Española de la Construcción PTEC (www.plataformaptec.es).

PTEC promueve la innovación en colaboración entre empresas, centros de investigación y universidades. Por una parte, impulsa la participación en proyectos I+D+i, a nivel nacional (Retos Colaboración, CIEN, etc.) e internacional (H2020, Eureka, Iberoeka, programas bilaterales y unilaterales, etc.).

Por otra parte, PTEC analiza cómo se promueve la innovación en el sector y se detectan barreras que dificultan dicha innovación impulsando estrategias que faciliten su eliminación. En este segundo caso, se trabaja en campos sobre la protección de la propiedad industrial (patentes), la innovación en las PYMES, la innovación en la contratación pública (fig. 1), la evaluación técnica de la innovación y su relación con el seguro y en estrategias para el fomento de la innovación en las empresas (fomento del emprendimiento y el talento innovador, etc.).



Figura 1. Conferencia PTEC sobre innovación y contratación pública



Figura 2. Conferencia PTEC sobre innovación en procesos de construcción

La evaluación técnica de la innovación es de hecho una de las barreras que más dificulta el traslado de un desarrollo tecnológico al mercado ya que dicha innovación no suele estar amparada por la normativa. Tras la celebración de un Taller sobre este tema, se ha elaborado un documento con recomendaciones sobre procedimientos de evaluación técnica tanto en los casos de la innovación estructurada, en los que ya existen algunos cauces para evaluar nuevos materiales y componentes a través de documentos DIT, etc., como en los de innovación no estructurada para la que no existen procedimientos suficientemente establecidos de evaluación.

Estrategias para fomentar el talento innovador serán necesarias para afrontar el futuro en la construcción que incluirán aspectos como realidad virtual y realidad aumentada, análisis de datos, el internet de las cosas, computación e intercambio de información, modelización virtual para simular procesos, impresión 3D, etc. Algunos de estos aspectos se tratan en conferencias PTEC relacionadas con la innovación en los procesos de construcción (fig. 2).

289. ESTRUCTURAS ATACADAS POR CLORUROS. APLICACIÓN DE PROTECCIÓN CATÓDICA EN EL PUENTE DE ACCESO A LA ISLA DE AROUSA

STRUCTURES WITH CHLORIDE ATTACK. APPLICATION OF CATHODIC PROTECTION IN THE BRIDGE TO ILLA DE AROUSA

José Antonio Becerra Mosquera. Neto Ingeniería. Gerente. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jabecerram@netoingenieria.com



Armadura corroída en la parte inferior del tablero cajón

José Manuel Millán Pérez. Galaicontrol. Director Técnico. Licenciado en Química. jmillan@galaicontrol.com

José Enrique Pardo Landrove. Consell. Infraestructuras. Xunta de Galicia. Jefe Seguridad y Conservación. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jose.enrique.pardo.landrove@xunta.es

Diego Carro López. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. diego.carro@udc.es

Protección catódica, reparación de estructuras, corrosión, ataque por cloruros.

Cathodic protection, structure repair, corrosion, chloride attack.

El puente de este proyecto es la conexión de la isla de Arousa con la Península Ibérica. Se trata de una estructura de hormigón armado puesta en servicio en 1985. Tiene 1.980 m de longitud y su trazado es una circunferencia de radio de 2,5 kilómetros. Consta de 40 vanos, 38 de las cuales de 50 m de luz y otros dos de 40 m de luz. Sólo presenta juntas en los dos extremos de los estribos.

El tablero es una viga cajón unicelular, de 2,3 m de altura, con dos voladizos transversales. El ancho total de la calzada es de 13,00 m, con dos aceras de 1,50 m, dos arcenes de 1,5 metros y dos carriles de 3,5 m.

Se trata de una estructura en un entorno muy agresivo, con presencia de cloruros y ciclos continuos de humedad-sequedad (en función del tiempo y las mareas). Sin embargo, la condición estructural del puente era buena. Sólo se habían detectado algunos problemas de durabilidad, completamente normal teniendo en cuenta el tiempo transcurrido y la agresividad del medio marino portador de iones cloruro (Cl⁻), que han conducido a la corrosión de la armadura en algunas áreas.

Las patologías tratadas en este proyecto son: daños por corrosión en el tablero y las pilas, grietas de corte y deformación diferencial en el tablero, algunos nidos de grava en pilas y estribos, signos de corrosión en las placas de apoyo, corrosión debido al mal drenaje superficial, deterioro de algunos apoyos de neopreno y deterioro en cajas de conexión de iluminación.

La reparación consistió en cuatro tipos de intervención: la reparación convencional con parches, inhibidores de corrosión, protección catódica con ánodos de sacrificio y de protección catódica con corriente impresa. Por lo tanto, esta reparación combina la protección catódica con los sistemas convencionales de rehabilitación estructural. El objetivo no era simplemente reparar todas las secciones atacadas por la corrosión, sino garantizar la seguridad y calidad de servicio para los próximos años. Cabe destacar que la actuación de protección catódica fue diseñada para prevenir la progresión del ataque por cloruros, retrasándolo lo máximo posible.





Cathodic protection wiring installation of a pile



Este documento describe la remodelación de la estructura y, además, se presentan los resultados sobre la evolución de las reparaciones. Esto ha sido posible gracias al sistema de monitorización del puente que proporciona datos de la progresión a la corrosión y su efecto en la vida útil.

319. CUANTÍAS MÍNIMAS DE REFUERZO PARA DOVELAS DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS PARA ANILLOS DE TÚNEL. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

MINIMUM REINFORCEMENT IN FIBRE REINFORCED CONCRETE FOR SEGMENTS IN TUNNEL LININGS. EXPERIMENTAL PROGRAM

Nadia Quijano Arteaga. Universidad Politécnica de Cataluña.

MSc. Ingeniera Civil. nadiaquijano23@gmail.com

Eduardo Galeote Moreno. Universidad Politécnica de Cataluña.

Doctorando. Ingeniero Civil. eduardo.galeote@upc.edu

Ana Blanco Álvarez. Universidad Politécnica de Cataluña. Investigadora

posdoctoral. Dra. Ingeniera de Caminos. ana.blanco@upc.edu

Luis Manuel Pinillos Lorenzana. Acciona-Ghella Joint Venture. Jefe

de Proyectos de Túneles. Dr. Ingeniero de Caminos. luis.pinillos@agjv.no

Albert de la Fuente Antequera. Universidad Politécnica de Cataluña.

Profesor Lector. Dr. Ingeniero de Caminos. albert.de.la.fuente@upc.edu

Ensayo a escala real, hormigón reforzado con fibras, resistencia post-rotura, rotura dúctil.

Full-scale test, fibre reinforced concrete, post-cracking strength, ductile failure.

El hormigón reforzado con fibras (HRF) es un material estructural cuyas aplicaciones están creciendo en número tanto en el campo de la ingeniería civil como en el de la edificación. En este sentido, en el campo específico de los túneles con TBM y, en particular, en la ejecución de los anillos de revestimiento, el uso de este material ha demostrado conducir a ventajas de tipo técnico y económico en comparación con la solución tradicional de hormigón armado con barras. Prueba de ello es que más de 50 túneles construidos con TBM han empleado el HRF como material estructural para la fabricación de las dovelas en los últimos 20 años.

Sin embargo, y pese a las recientes publicaciones de guías de diseño de dovelas de HRF para túneles por parte de la ACI y de la ITA-Tech, el uso del HRF en esta aplicación aún no está suficientemente consolidado. Entre otras razones, la falta de evidencias experimentales del adecuado desempeño del material en ensayos a flexión a escala para distintas configuraciones de refuerzo (fibras o fibras y armadura) parece ser el principal freno. En particular, la capacidad de la dovela para presentar una rotura dúctil en el caso de producirse una eventual fisura en alguna de las fases transitorias (desmoldeo, acopio, transporte y manipulación).

Con el fin de ahondar más en comportamiento mecánico del HRF a nivel de estructura a escala, se ha llevado a cabo una extensa campaña experimental de ensayos de flexión a escala de losas con canto 400 mm y 3.000 mm de longitud, que representarían la geometría de las dovelas de un túnel actualmente en ejecución. Estas losas presentaban diferentes combinaciones de refuerzo de armadura y fibras y fueron ensayadas en una configuración isostática (fig. 1), caracterizando los patrones de fisuración, su grado de ductilidad y respuesta mecánica hasta alcanzar grandes deformaciones (fig. 2). Los resultados mostraron la posibilidad de plantear una sustitución parcial del armado por fibras.

El objetivo de esta comunicación consiste en presentar: (1) el diseño de la campaña experimental de caracterización mecánica tanto del material como de las losas, así como (2) los resultados obtenidos y su análisis desde el punto de vista de los requerimientos estructurales establecidos para dovelas para anillos de túneles.



Figura 1. Configuración de apoyo para el ensayo de flexión a escala real

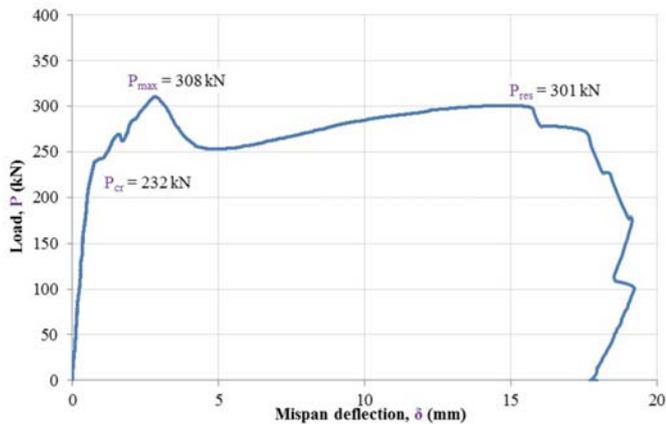


Figura 2. Curva carga. Desplazamiento en el centro del vano para losa de hormigón con refuerzo híbrido

397. DISEÑO SÍSMICO DE LA ESTACIÓN MERCADO SANTA ANITA DE LA L2 DEL METRO DE LIMA

SEISMIC DESIGN OF THE MERCADO SANTA ANITA STATION IN L2 METRO LIMA PROJECT

Julio Rodríguez Sánchez. AYESA Ingeniería y Arquitectura. Ingeniero Júnior. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jrsanchez@ayesa.com
 Antonio Jesús Díaz Moreno. AYESA Ingeniería y Arquitectura. Jefe de Proyecto y Coordinador de Estructuras. Ingeniero Superior Industrial. adiazmoreno@ayesa.com
 Guillermo Martínez Ruiz. AYESA Ingeniería y Arquitectura. Jefe de Departamento de Ingeniería del Terreno. Licenciado en Geología. gmartinez@ayesa.com
 Ignacio Hinojosa Sánchez-Barbudo. AYESA Ingeniería y Arquitectura. Director de Ingeniería en España. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ihinojosa@ayesa.com

Diseño sísmico, terremotos, estructuras enterradas, modelización numérica, interacción suelo-estructura.

Seismic design, earthquakes, buried structures, numerical modeling, soil-structure interaction.

Muchas estructuras enterradas son parte fundamental de infraestructuras esenciales para grandes ciudades, como pueden ser las líneas de transporte subterráneo o sistemas de abastecimiento y servicios enterrados. En zonas sísmicas, estas deben soportar terremotos severos sin pérdida de operatividad, ya que son vitales para la población. Los procesos estocásticos que rigen los eventos sísmicos, y el comportamiento dinámico de estructuras enterradas, hacen que el proceso de diseño de estos elementos sea un reto muy complejo que sigue sin estar completamente resuelto.

La L2 del Metro de Lima es el proyecto más ambicioso de infraestructura subterránea de transporte en América Latina y está localizada en una de las zonas sísmicas más activas del mundo. La construcción corre a cargo de CJV (FCC-Dragados-Impregilo-COSAPI), y AYESA Ingeniería y Arquitectura participa como diseñador para las estaciones de línea.

El diseño de las estaciones de la L2 ahonda en las últimas innovaciones en el campo de la Ingeniería Sísmica. Incorpora todos los resultados de recientes investigaciones sobre sismicidad, comportamiento

dinámico de materiales e interacción suelo-estructura. Se elaboraron modelos numéricos dinámicos para efectuar análisis completos tiempo-historia, e incorporar el estado-del-arte sobre diseño sísmico en colaboración con la Universidad de California Berkeley.

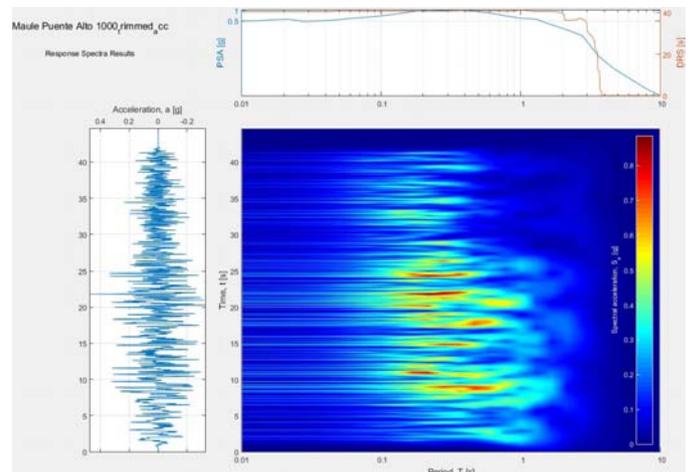
En primer lugar, se emplearon ecuaciones de predicción de movimiento para determinar la sollicitación sísmica, definida como espectro de respuesta elástico en superficie. Se eligieron registros sísmicos con similares características sismotectónicas para obtener, mediante un proceso de encaje espectral, acelerogramas ajustados al espectro elegido, y así tener en cuenta la sismicidad local.

Estos acelerogramas fueron tratados mediante un procedimiento de recorte y filtrado para reducir su duración conservando a la vez su espectro de respuesta. Este procedimiento reduce eficazmente el tiempo de computación.

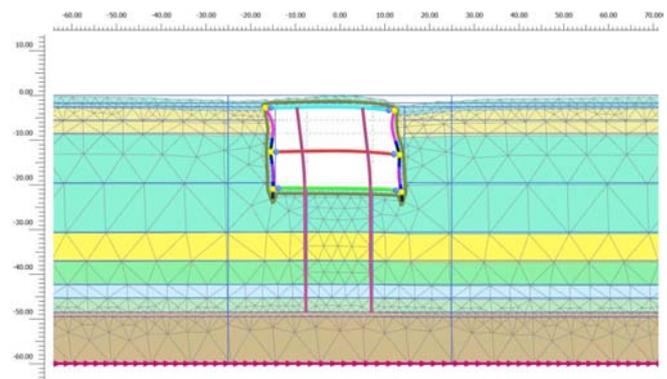
Posteriormente, a partir de numerosos ensayos sísmicos y de laboratorio se calibró, con un modelo constitutivo avanzado de suelos, el modelo geotécnico de comportamiento del terreno, que permite simular de manera precisa la propagación de ondas sísmicas.

El diseño se elaboró basándose en los resultados de los modelos numéricos para que la estación se comportara en rango elástico para un sismo de período de retorno de 1.000 años. Finalmente se comprobó que la estructura es capaz de soportar un sismo de mayor magnitud, para 2.500 años, con daños estructurales reparables.

Mediante la metodología descrita se consiguió un diseño óptimo, fiable, seguro y robusto de los elementos estructurales de las estaciones, con la consiguiente satisfacción de todas las partes integrantes del proyecto.



Espectro de respuesta en tiempo corto del sismo de diseño recortado de 1.000 años



Máxima deformación del modelo numérico para toda la duración sísmica

398. CÁLCULO ESTRUCTURAL DE TUBERÍAS FLEXIBLES, GUÍA DE DISEÑO DE TUBERÍAS DE PRFV

STRUCTURAL CALCULATION OF FLEXURAL PIPES. THE GRP PIPES DESIGN GUIDELINE

Francisco Ramón Andrés Martín. CEDEX-Centro de Estudios hidrográficos. Director de Programa. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. francisco.r.andres@cedex.es
 Ismael Carpintero García. CEDEX-Laboratorio Central. Coordinador de Programa. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ismael.carpintero@cedex.es

Tuberías, PRFV, guía.

Pipes, GRP, guide.

El CEDEX ha coordinado la redacción y publicación de la "Guía técnica para el diseño, fabricación, e instalación de tuberías a presión de poliéster reforzado con fibra de vidrio" elaborada por un grupo de trabajo formado por actores procedentes de los distintos sectores que participan en ámbito de estas conducciones (fabricantes, instaladores, administraciones públicas, laboratorios de control de calidad y universidad), muy utilizadas en la renovación y obra nueva de sistemas de regadío.

En España la normativa de referencia de estas tuberías es la norma UNE-EN 1796, la cual establece el cuerpo básico de especificaciones para esta tipología de conducciones. Sin embargo, es un hecho comprobado que el contenido de esta norma no es lo suficientemente completo (en aspectos relativos a la fabricación de la tubería, a su instalación o a su diseño) como para garantizar por sí mismo una total seguridad en el uso de estas tuberías. Esta Guía técnica pretende satisfacer la necesidad de completar los requerimientos técnicos de dicha normativa para aumentar la seguridad en el uso de las conducciones de PRFV.

En particular, en cuanto a su diseño, la ausencia de una reglamentación específica para el cálculo estructural de este tipo de elementos, habitualmente excluidos de la reglamentación que rige el diseño de estructuras, hace que históricamente hayan convivido distintas normativas con planteamientos de seguridad muy distintos (en buena medida debido a que se trata de un problema estructural esencialmente no lineal por la respuesta del terreno ante la deflexión del tubo).

Con idea de consensuar una metodología europea de diseño para estos tubos se constituyó un grupo de trabajo que finalmente publicó la norma CEN/TR 1295-3, la cual plantea dos procedimientos posibles



Colapso de una tubería de PRFV

de cálculo: el primero desarrollado a partir de la alemana ATV-DVWK-A 127; y el segundo de la francesa Fascicule 70.

En España tradicionalmente el diseño estructural de este tipo de conducciones ha sido realizado con los criterios del Manual M45 de la AWWA (American Water Works Association), si bien también se comercializan tuberías diseñadas con la citada ATV-DVWK-A 127, ahora actualizada como primera opción de la CEN/TR 1295-3. La Guía expone la metodología y planteamientos de ambos métodos.

400. VALIDACIÓN EXPERIMENTAL EN PLANTA DE PREFABRICADOS DE UN SISTEMA AUTOMATIZADO DE CONTROL DE CALIDAD MEDIANTE EL MÉTODO DE LA MADUREZ

EXPERIMENTAL VALIDATION IN A PRECAST PLANT OF AN AUTOMATED SYSTEM FOR QUALITY CONTROL, BASED ON CONCRETE MATURITY METHOD

Cristina Vázquez Herrero. Universidade da Coruña. Profesora Titular de Universidad. Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. cvazquezh@udc.es

Gustavo Vázquez Herrero. CIMARQ. Director General. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gustavo.vazquez@cimarq.es

Humberto Vázquez Vázquez. CIMARQ. Presidente. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. humberto.vazquez@cimarq.es

Federico Laport Rivas. CIMARQ. Ingeniero. Ingeniero Civil. federico.laport@cimarq.es



Ensayo de deflexión

Método de la madurez, ensayos no destructivos, áridos reciclados, demolición, prefabricados.

Concrete maturity method, non-destructive testing, recycled aggregates, demolition, precast.

El proyecto TECNOVAL: Desarrollo de tecnologías para la valorización de RCDs en aplicaciones innovadoras, incluyó la validación experimental en planta de un sistema automatizado para proyectar, monitorizar a través del método de la madurez y otros ensayos no destructivos (ENDs), y prefabricar, elementos prefabricados con hormigones de



Fabricación y monitorización de las vigas presentadas

áridos reciclados procedentes de la demolición de hormigón de los rechazos en planta. En esta ponencia se describe la metodología, así como los resultados de su aplicación durante la fabricación de vigas pretensadas de dos tipos de hormigón: hormigón convencional (HC), y hormigón con árido reciclado fino y grueso (HR).

Se ha aplicado el novedoso procedimiento *armature.es*, basado en el método de la madurez, a las vigas prefabricadas de ambos tipos de hormigón, obteniendo que la energía de activación del HR es un 28% superior a la del HC. No se tiene constancia de investigaciones previas en las que se haya aplicado el método de la madurez en hormigones reciclados. Se ha determinado la edad de transferencia de las vigas de HR mediante la metodología *armature.es*, estimando la resistencia real en un instante determinado a partir de la monitorización de la temperatura interna del hormigón de varias vigas. Dadas las bajas temperaturas ambientales imperantes en la planta de prefabricados durante la fabricación de las vigas pretensadas, típicas de invierno, es preciso esperar un tiempo real de cómo mínimo 5 días, para que se alcance la edad equivalente de 2 días a 20 °C.

La metodología *armature.es* se ha implementado en una plataforma web para el control de producción de plantas de prefabricados y estructuras, mediante la monitorización remota de las estructuras, aplicando el método de la madurez y otros ensayos no destructivos.



Ensayo de vigas prefabricadas pretensadas

444. HERRAMIENTA DE ANÁLISIS Y CONTROL SÍSMICO PARA EL VIADUCTO DE LA AUTOPISTA URBANA NORTE, CIUDAD DE MÉXICO

SHM SYSTEM FOR SEISMIC ANALYSIS AT AUTOPISTA URBANA NORTE (MÉXICO, D.F.)

Mariano Ahijado García. OHL Concesiones. Director de Obras y Mantenimiento Mayor. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mahijado@ohlconcesiones.com

José Manuel Simón-Talero Muñoz. Torroja Ingeniería S.L.P. CEO. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jsimontalero@torroja.es
Alejandro Hernández Gayo. Torroja Ingeniería S.L.P. Ingeniero Projectista. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ahernandez@torroja.es

Manuel Santillán Palencia. Solvver Solution S.L. Director Técnico. Ingeniero de Telecomunicaciones. manuel.santillan@gmail.com
Ignacio de Villar Meca. Solvver Solution S.L. Director. Ingeniero Informático. ignacio.devillar@solvver.com

Instrumentación, SHM, detección de daños, evento sísmico, tiempo-real.

Instrumentation, structural health monitoring SHM, damage detection, seismic event, real-time response.

En las últimas décadas, muchas ciudades han desarrollado grandes infraestructuras de transporte para dar respuesta a los incrementos de tráfico. La construcción de grandes viaductos dentro de las ciudades es una de las soluciones más comúnmente utilizadas. El comportamiento real de estas largas estructuras en caso de sismo es poco conocido. Una evaluación rápida y precisa de su estado tras un terremoto sería muy útil para confirmar su respuesta frente a sismo. Esta información puede ser especialmente ventajosa en estructuras que forman parte de redes de peaje, donde podría tomarse rápidamente y con seguridad la decisión de seguir operando o no, tras un evento sísmico.

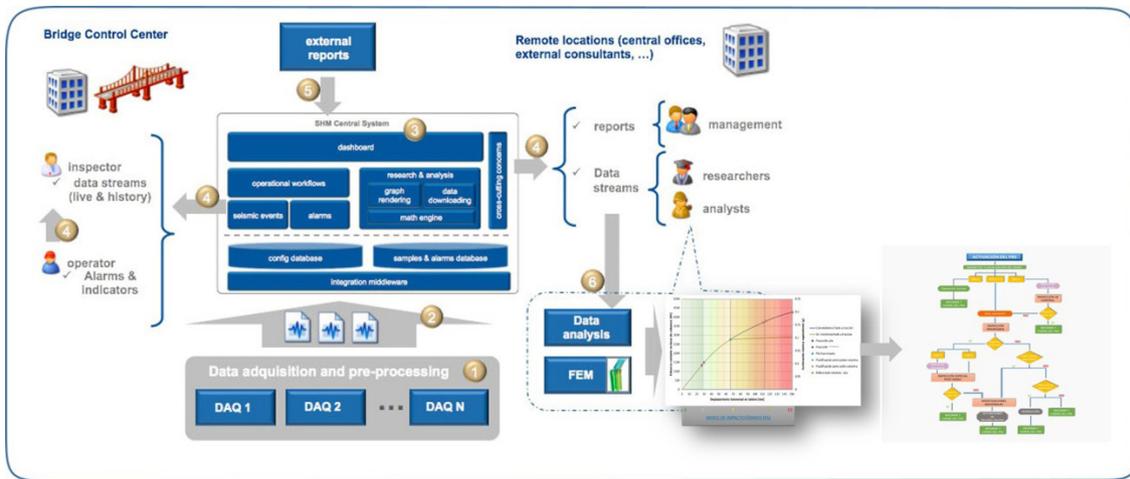
La metodología propuesta se basa en el empleo de Sistemas de Monitorización Estructural, combinado con el desarrollo y análisis de Modelos teóricos estructurales de Elementos Finitos de la estructura.

La red de sensores instalados (principalmente acelerómetros) proporciona, tras el adecuado post-proceso, información en remoto y tiempo real sobre el comportamiento estático y dinámico de la estructura, fácilmente accesible a través del software desarrollado a tal efecto. Se genera información por tanto antes, durante y después de la ocurrencia de un evento sísmico. Modelos teóricos de elementos finitos son generados y calibrados a partir de los datos iniciales obtenidos por el Sistema de Monitorización, para no sólo predecir el comportamiento futuro de esas estructuras ante más eventos sísmicos, también para determinar y ajustar los umbrales y alarmas del sistema.

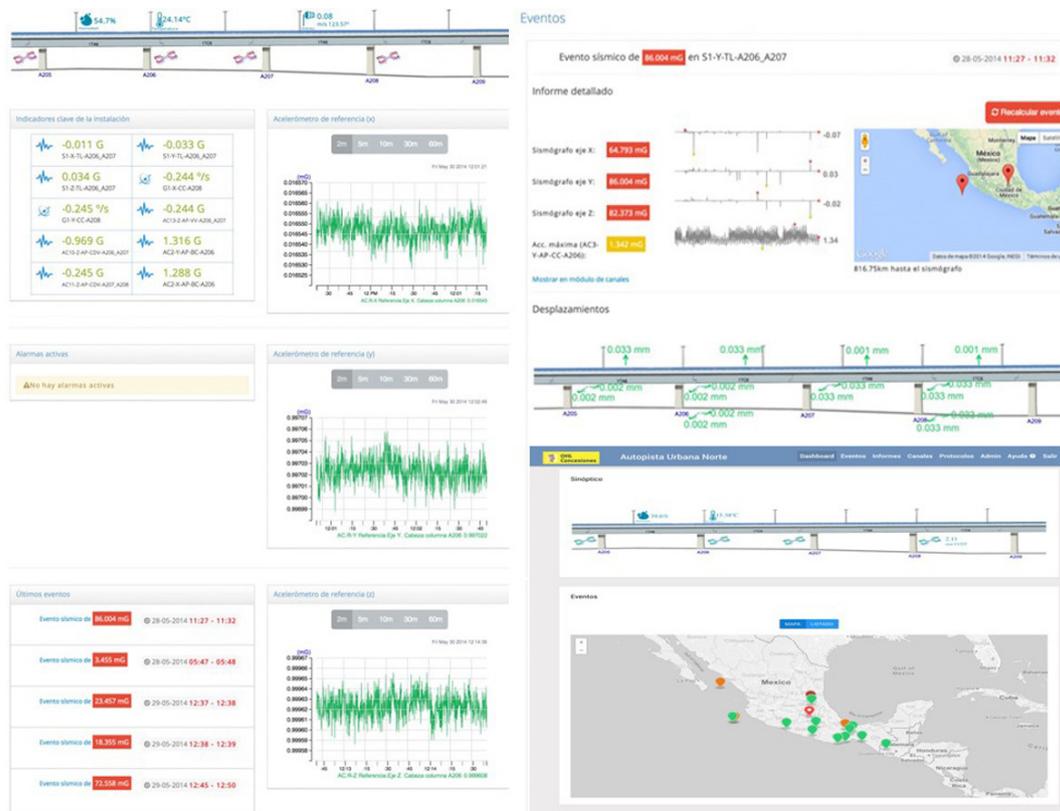
El software del Sistema de Monitorización analiza si cada valor de aceleración o desplazamientos obtenidos está dentro de los límites de los umbrales definidos, comprobando por tanto que la estructura está en buenas condiciones para seguir operando. En caso contrario, se generará una alarma, se reportará dicha incidencia y se activará un determinado protocolo de actuación para comprobar el alcance de los daños producidos.

Esta metodología se ha implementado por Torroja Ingeniería S.L.P. en el Viaducto de Autopista Urbana Norte (OHL México), una autopista de peaje elevada (hasta 15 km en Viaducto) en Ciudad de México, donde existe gran ocurrencia de episodios sísmicos.

Se ha desarrollado un software a medida para OHL Concesiones con funcionalidades específicas como detección automática y notificación de eventos sísmicos, evaluación de daños estructurales, planes de respuesta específicos según el nivel de importancia del sismo y protocolos de actuación integrados, además de almacenar toda la información relevante de los episodios sísmicos más importantes.



Arquitectura general del sistema de monitorización, análisis y control sísmico



Software de control y análisis sísmico

523. DAMAGE DETECTION THROUGH CONTINUOUS MONITORING OF THE RESPONSE OF A CABLE STAYED BRIDGE TO TEMPERATURE VARIATIONS

Emanuel Tomé. University of Porto, Faculty of Engineering. PhD student. emanuel.tome@fe.up.pt
 Mário Pimentel. University of Porto, Faculty of Engineering. Assistant Professor. mjsp@fe.up.pt
 Joaquim Figueiras. University of Porto, Faculty of Engineering. Full Professor. jafig@fe.up.pt

Structural health-monitoring, cable stayed bridges, damage detection.

One of the current challenges in the context of structural health monitoring (SHM) of important infrastructures, such as large span bridges, is how to manage the large amount of data produced by the SHM systems and make it readily available to the bridge management authorities in the form of performance indicators. In this study, the possi-

bilities of early detection of structural damage through the analysis of the measured structural response of a cable-stayed bridge to daily and seasonal temperature variations are evaluated. A continuous monitoring system has been installed in the Corgo Bridge, here selected as case-study, which is acquiring data without significant interruptions for more than half year. The monitoring systems is described, and the software being used to access remotely and in real-time the measured data is presented.

The ability of detecting damage using the structural response to thermal loads is evaluated applying Multilinear Regression Analysis (MLR) and Principal Component Analysis (PCA) for removing the environmental effects of the structural response. At this stage, simulated datasets were adopted so that at least one year of data can be used in order to remove the environmental effects from the structural response of the bridge in the undamaged state. The simulations were carefully performed by generating realistic thermal fields in the cross-sections of the bridge using a finite element thermal analysis in which the boundary conditions are defined using the measured wind velocity, radiation, ambient temperature and air temperature inside the box-girder. The comparisons with the measurements of the existing temperature sensors (of which more than one year of data is available) reveal that a good agreement could be achieved. The thermal action is then applied to a mechanical finite element model of the bridge to obtain the simulated structural behaviour. Again, the comparison with the available measured data reveals a reasonable agreement, indicating that the simulated datasets are representative of the real structural behaviour.

Several damage scenarios are simulated, mainly involving stiffness losses of the stay-cables and it is shown that the adopted methodology, jointly with the installed monitoring system, is able to provide early detection of small damages.

552. ENSAYOS SECCIONALES EN TÚNEL DE VIENTO PARA EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO AEROELÁSTICO DE PUENTES

SECTIONAL TESTS IN WIND TUNNEL FOR THE STUDY OF BRIDGE AEROELASTIC BEHAVIOR

José Ángel Jurado Albarracín. Universidade da Coruña. Profesor Titular. Dr. Ingeniero Industrial. jjurado@udc.es

Santiago Hernández Ibáñez. Universidade da Coruña. Catedrático. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. hernandez@udc.es

Félix Nieto Mouronte. Universidade da Coruña. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fnieto@udc.es

Arturo Norberto Fontán Pérez. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. afontan@udc.es

Puentes, túnel de viento, aeroelasticidad, flameo, excitación por torbellinos.

Bridges, wind tunnel, aeroelasticity, flutter, vortex induce vibration.

Los fenómenos aeroelásticos causados por el viento son determinantes en proyectos de grandes puentes y estructuras esbeltas. El flameo es una condición crítica que puede evaluarse computacionalmente, identificando 18 funciones, que relacionan las fuerzas de viento con los movimientos. Estas funciones denominadas de flameo pueden obtenerse mediante ensayos experimentales de modelos seccionales de tableros en un túnel de viento considerando vibración libre con 3 GDL. Pueden usarse diferentes métodos de identificación, como el



Sistema de muelles soporte de un modelo seccional de tablero

Ibrahim en el dominio del tiempo (MITD), o mínimos cuadrados iterativos (ILS). El análisis computacional del flameo es multimodal y resuelve un problema no lineal de valores propios. La condición de flameo corresponde a la más baja velocidad de viento que da una respuesta con amortiguamiento nulo. Un modelo estructural tridimensional de elementos finitos del puente es imprescindible para obtener sus frecuencias y modos naturales.

Por otro lado, la excitación por torbellinos ocurre frecuentemente en puentes de cables. Incluso otros tipos de puentes de vigas o arcos sufren este fenómeno durante o después de su construcción. Es bien sabido que un cuerpo no aerodinámico genera vórtices alternativos a una frecuencia que depende del número de Reynolds y de su geometría. Estos vórtices producen fuerzas alternantes sobre el cuerpo a dicha frecuencia. En muchos casos de estructuras flexibles de bajo amortiguamiento estas fuerzas producen vibraciones inaceptables. Las amplitudes más grandes ocurren cuando la frecuencia de los vórtices es parecida a alguna frecuencia natural de la estructura. El efecto de lock-in tiene lugar y la frecuencia de los vórtices deja de cambiar con la velocidad en un rango significativo.

Este artículo explica ambos fenómenos, flameo y excitación por torbellinos. También describe los ensayos de modelos seccionales que se llevan a cabo en el túnel de viento de la ETSI de Caminos Canales y Puertos de la Universidade da Coruña usando los códigos propios PC-TUVI y FLAS. El artículo muestra algunos ejemplos como el proyecto del puente de Messina, el puente atirantado de Talavera con tablero de hormigón, o la pasarela peatonal de banda tesa de Cuenca con un esbelto tablero de hormigón sobre cables de fibra de carbono.



Modelo seccional de la pasarela de Cuenca

S6. INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO

1. PUENTES PRETENSADOS DE ALTA EFICIENCIA SOCIAL Y MEDIOAMBIENTAL BAJO PRESUPUESTOS RESTRICTIVOS: PROYECTO BRIDLIFE

PRESTRESSED BRIDGES IN TERMS OF SOCIAL AND ENVIRONMENTAL EFFICIENCY AND UNDER RESTRICTIVE BUDGES: BRIDLIFE PROJECT

Víctor Yepes Piqueras. ICITECH. Universitat Politècnica de València. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. vyepesp@cst.upv.es

Fernando González Vidosa. ICITECH. Universitat Politècnica de València. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fgonzale@cst.upv.es

José Vicente Martí Albiñana. ICITECH. Universitat Politècnica de València. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jvmartia@cst.upv.es

Julián Alcalá González. ICITECH. Universitat Politècnica de València. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jualgon@cst.upv.es

Eugenio Pellicer Armiñana. Universitat Politècnica de València. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pellicer@cst.upv.es

Toma de decisiones, puentes pretensados, análisis del ciclo de vida, sostenibilidad, optimización multiobjetivo.

Decision making, prestressed bridges, life-cycle assessment, sustainability, multiobjective optimization.

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, proyecto, conservación y desmantelamiento se ven afectados cuando los presupuestos son restrictivos. Una parte significativa de estos puentes son pretensados. Su deterioro y su incidencia en la seguridad son objeto de alarma social. El objetivo del proyecto BRIDLIFE consiste en desarrollar una metodología que permita incorporar procesos analíticos en la toma de decisiones en el ciclo completo de vida de puentes de hormigón pretensado, de forma que se contemplen las necesidades e intereses sociales y ambientales.

El proyecto de los puentes se realiza de forma secuencial. Tras un predimensionamiento se comprueban todos los estados límites, en un proceso iterativo cuyo resultado dependen fuertemente de la experiencia previa del proyectista. Una alternativa es el proyecto totalmente automático utilizando técnicas de optimización, capaces de incorporar múltiples funciones objetivo y cuyo resultado es la generación de un conjunto de soluciones eficientes. No obstante, esta metodología sigue presentando limitaciones.

El aspecto más relevante de BRIDLIFE consiste en incorporar un análisis del ciclo de vida definiendo un proceso de toma de decisiones que integre los aspectos sociales y medioambientales mediante técnicas analíticas de toma de decisiones multicriterio tanto de forma previa a los procesos de optimización multiobjetivo, como posteriormente en la priorización de las soluciones del frente de Pareto. Por otra parte, la fuerte limitación presupuestaria presente en momentos de crisis como la actual, compromete seriamente las políticas de creación y conservación de las infraestructuras. Los resultados esperados, tras un análisis de sensibilidad de distintas políticas presupuestarias asociadas a un horizonte temporal, pretenden detallar qué tipologías, actuaciones de conservación y alternativas de demolición y reutilización son adecuadas para minimizar los impactos ambientales y sociales. Ello requiere complementar los inventarios de las emisiones equivalentes de gases de efecto invernadero y consumos energéticos, así como identificar y valorar los factores de

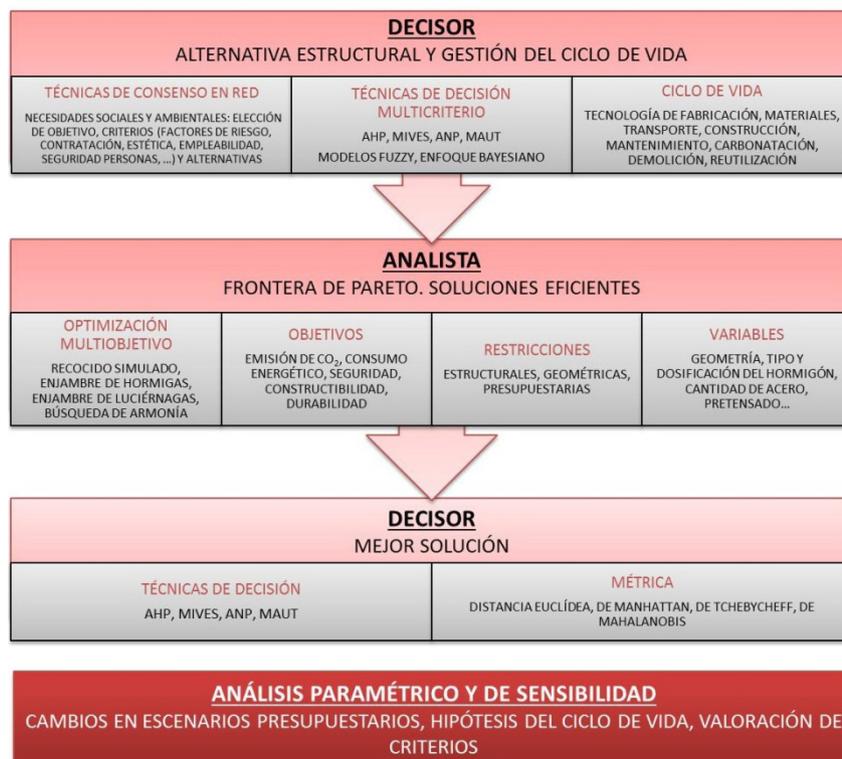


Figura 1. Esquema metodológico diseñado para la realización del proyecto BRIDLIFE

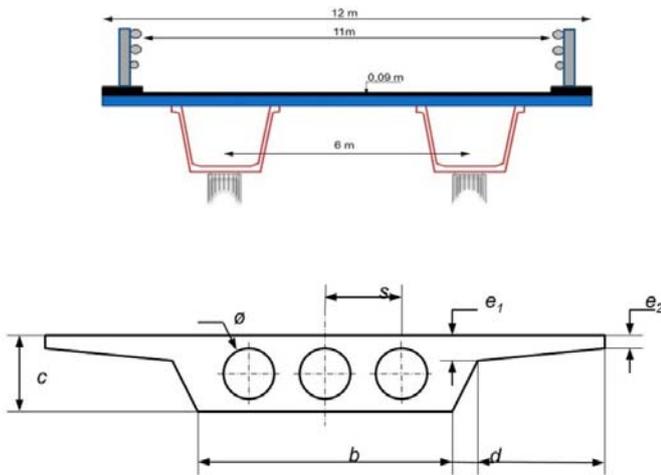


Figura 2. Secciones de puentes pretensados

riesgo que afectan a la seguridad de las personas a lo largo de todo el ciclo de vida de los puentes.

5. DISEÑO EFICIENTE DE PUENTES DE SECCIÓN EN CAJÓN CON CRITERIOS SOSTENIBLES MULTI OBJETIVO

EFFICIENT DESIGN OF BOX-GIRDER BRIDGES BASED ON SUSTAINABLE MULTI OBJECTIVE CRITERIA

Tatiana García Segura. ICITECH. Universitat Politècnica de València. Becaria de Investigación FPI. Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. tagarse@cam.upv.es
 Víctor Yepes Piqueras. ICITECH. Universitat Politècnica de València. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. vyepesp@cst.upv.es

Diseño eficiente, puentes en cajón, hormigón postesado, sostenibilidad, optimización multiobjetivo.

Efficient design, box-girder bridges, post-tensioned concrete, sustainability, multiobjective optimization.

Este estudio presenta un método de diseño de puentes eficientes que minimiza el coste y las emisiones de CO₂, mientras maximiza la seguridad estructural. Para ello, se proponen ocho módulos que unen un programa comercial de análisis por elementos finitos con un programa de control que lleva a cabo la optimización multiobjetivo y verificación de los estados límite. Mediante esta metodología, el ingeniero puede escoger los parámetros que se mantienen fijos y las variables a optimizar. Finalmente, el programa proporciona una frontera de Pareto representada por las soluciones de equilibrio entre los criterios. Estas soluciones presentan la mejor combinación de geometría, tipo de hormigón, armadura y postesado para lograr los objetivos seleccionados. Se ha escogido como caso de estudio un puente continuo de sección en cajón de tres vanos situado en la costa. El puente tiene un vano principal de 44 m y dos laterales de 35,2 m. La sección funcional del puente consta de dos carriles de 3,50 m y arcenes de 1 y 2,5 m de ancho. Además, se prevé un espacio de 65 cm para alojar los pretilas. Todo ello forma un ancho necesario de 11,8 m. Se ha utilizado el algoritmo heurístico de búsqueda armónica multiobjetivo (multiobjective harmony search) mejorado con estrategias de diversificación-intensificación. Los objetivos de económicos y ambientales valoran el coste y las emisiones derivados de la producción de materiales, transporte y construcción del puente. Además, éstos consideran, respectivamente, el coste de las emisiones y la captura de CO₂ producida durante la vida útil del puente. El objetivo de seguridad estructural es evaluado mediante el valor mínimo del coeficiente asociado a cada estado límite último. Esta herramienta proporciona reglas de diseño que llevan a puentes sostenibles. Además, los resultados muestran tanto la relación entre los objetivos, como la relación entre los objetivos y las variables.

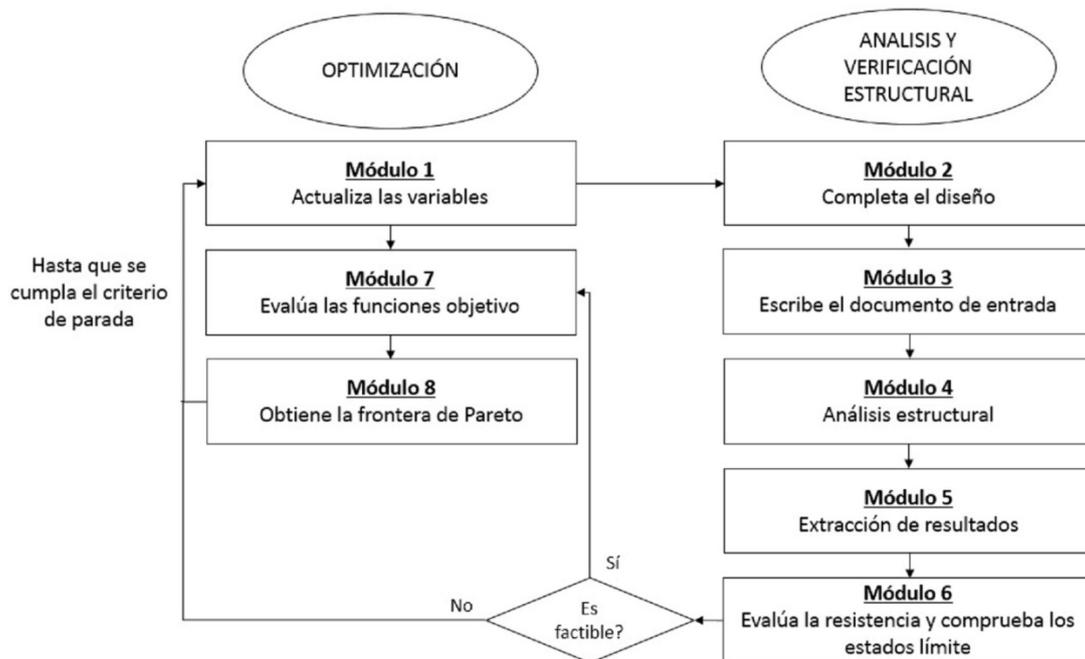


Figura 1. Módulos del problema de optimización

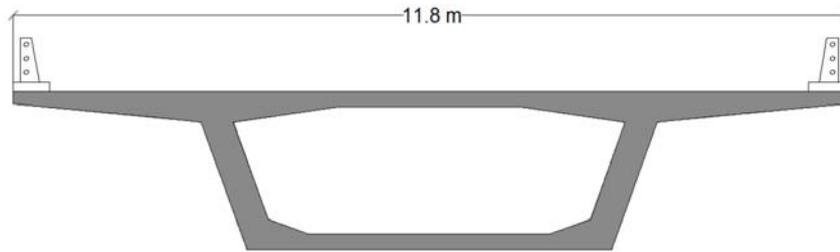


Figura 2. Sección transversal en cajón

8. DISEÑO DE PASOS SUPERIORES DE CARRETERAS CON CRITERIOS DE SOSTENIBILIDAD APLICANDO ALGORITMOS HEURÍSTICOS

DESIGN OF PRECAST ROAD BRIDGES WITH SUSTAINABILITY CRITERIA APPLYING HEURISTIC ALGORITHMS

José Vicente Martí Albiñana. ICITECH, Universitat Politècnica de València. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jvmartia@cst.upv.es
 Víctor Yepes Piqueras. ICITECH, Universitat Politècnica de València. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. vyepesp@cst.upv.es
 Tatiana García Segura. ICITECH, Universitat Politècnica de València. Becaria de Investigación FPI. Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. tagarse@cam.upv.es
 Fernando González Vidosa. ICITECH, Universitat Politècnica de València. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fgonzale@upv.es

Optimización heurística, puentes, consumo energético, vigas pretensadas, diseño de estructuras.

Heuristic optimization, bridges, energy consumption, precast beams, structural design.

El diseño de las estructuras de hormigón se centra principalmente en reducir su coste. Sin embargo, en los últimos años se está dando cada vez más importancia, por una preocupación ambiental, al consumo energético necesitado en su construcción. El coste económico y el consumo energético se seleccionan como funciones objetivo a reducir, basadas en la producción de los materiales, el tipo de hormigón, el transporte y la puesta en obra. Este artículo se centra en el diseño de los pasos superiores de carreteras. Los tableros del puente se ejecutan a partir de dos vigas pretensadas prefabricadas apoyadas sobre pilas o estribos que integran una losa de hormigón armado ejecutada in situ, dando servicio al tráfico de vehículos. En la práctica, las vigas se colocan centradas a la sección de la losa, y el diseño geométrico de las vigas es independiente de las luces entre apoyos.

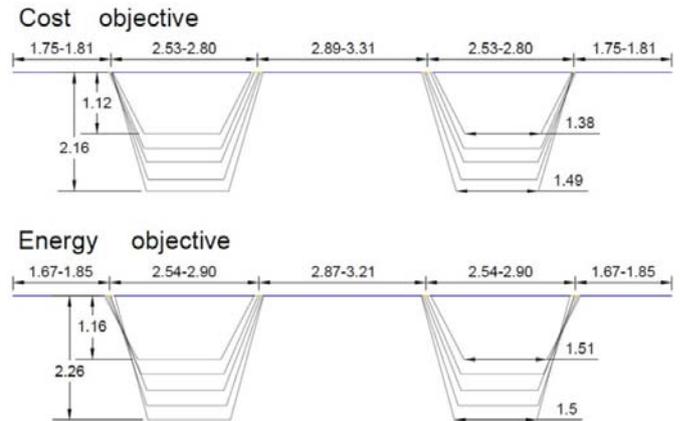


Figura 2. Dimensiones de las secciones medias respecto a la variación de las luces según objetivos

Para la optimización del coste y del consumo energético en la ejecución de la estructura se aplica la optimización metaheurística mediante el algoritmo del recocido simulado (SA) híbrido con un operador mutacional (SAMO2). El problema contiene 41 variables de diseño discretas: nueve para la geometría de la viga y la losa, incluyendo la separación entre vigas y el ángulo de las almas de las vigas; dos para los tipos de hormigones de las vigas y losa; cuatro para el pretensado y veintiséis para la armadura pasiva en vigas y losa.

El ejemplo presentado tiene un ancho de tablero de 12 metros. Se realiza un estudio paramétrico para distintas luces de vano -20, 25, 30, 35 y 40 metros-, obteniéndose correlaciones para el coste, el consumo energético, la geometría de las secciones y las características de refuerzo del armado. Los resultados indican que los dos objetivos planteados no muestran conflictos entre sí. El análisis revela que la reducción de 1 euro en el coste de la estructura permite reducir su consumo en 4 kWh. En cuanto al diseño y colocación de las vigas, tanto para la optimización en coste como para el consumo energético, el estudio nos muestra que al aumentar la luz, la separación de las vigas se reduce y el ángulo de las almas aumenta. Este trabajo muestra la utilidad de la aplicación de las técnicas metaheurísticas para diseñar estructuras sostenibles sin incrementar su coste.

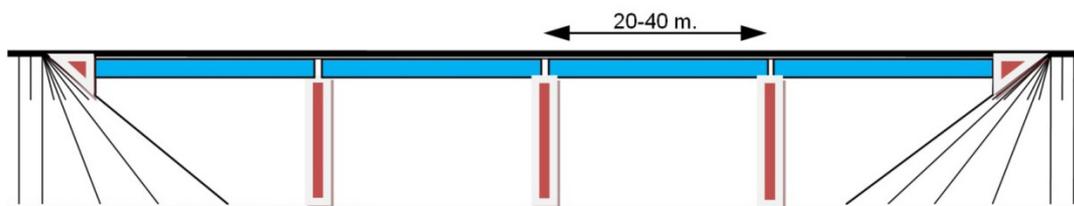


Figura 1. Perfil longitudinal del puente de vigas pretensadas

9. COLLARÍN METÁLICO PARA EL CONFINAMIENTO TRANSVERSAL DE PILARES DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE REUTILIZACIÓN DE TROZOS SOBRAINTES DE PERFILES LAMINADOS

METALLIC COLLAR FOR TRANSVERSAL CONTAINMENT OF STRUCTURAL CONCRETE PILLARS THROUGH THE REUSE OF ROLLED PROFILE PIECES LEFT OVER

Juan Rafael Pérez Cabrera. Arquitecturas Las Palmas. Director Técnico. Dr. Arquitecto. laspalmas@arquitecturas.es
Benjamín Cova Alonso. Arquitecturas Tenerife. Director Técnico. Arquitecto. tenerife@arquitecturas.es
Aarón Medina Arias. Gravity Arquitectos. Director Técnico. Arquitecto. aaronmedina@gravityarquitectos.com

Collarín metálico, confinamiento transversal, sostenibilidad, reciclaje.

Metal collar, transverse confinement, sustainability, recycling.

En el presente trabajo se expone un sistema de collarines metálicos capaces de mejorar el confinamiento transversal de pilares de hormigón estructural de cualquier sección (circular, cuadrada, rectangular...). Están confeccionados a partir de trozos de alas de perfiles tipo "H" o "doble T" de acero laminado en caliente procedentes de mermas y despuntes; especialmente cortados, curvados y soldados entre sí.

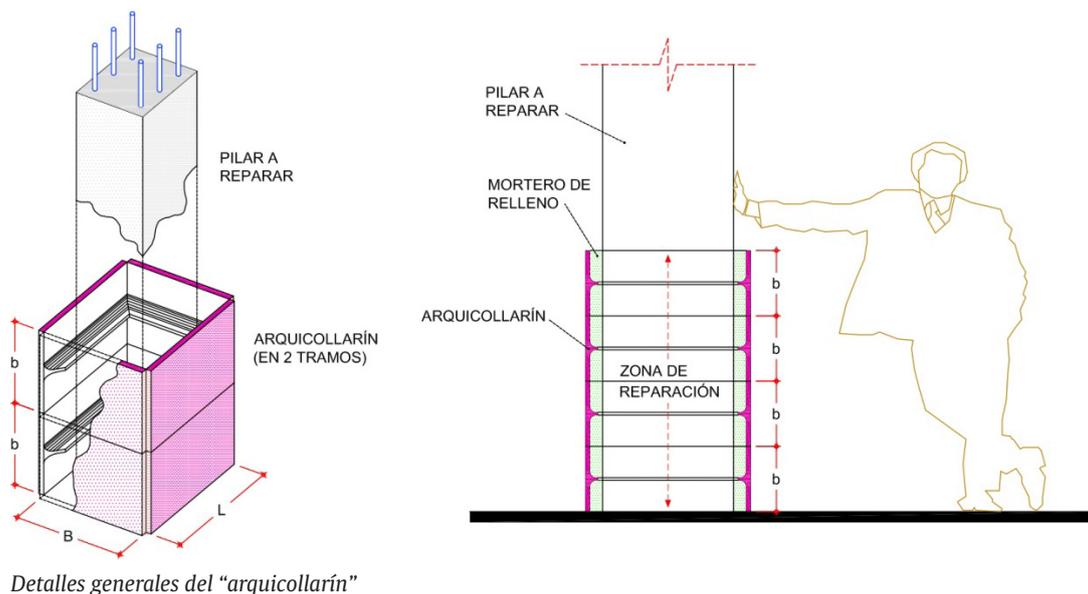
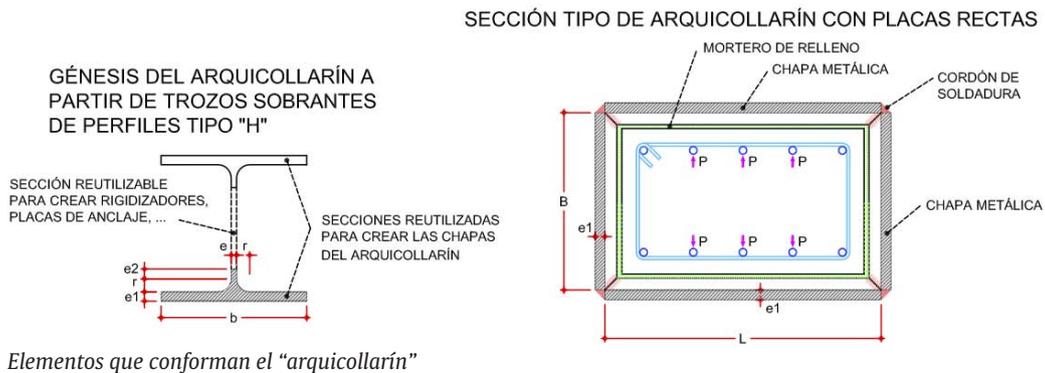
La utilidad del sistema radica en que la serie de piezas metálicas que lo constituye, debidamente manipuladas y unidas, consiguen conformar ensamblajes económicamente encofrados para morteros fluidos de altas prestaciones, erigiéndose en un conjunto resistente capaz de atender a la reparación y/o refuerzo de tramos de pilares degradados o dañados, por los efectos del confinamiento transversal de su sección.

La posibilidad de reutilizar trozos sobrantes de perfiles laminados (alas de la sección tipo "H" o "doble T") para construir sistemas constructivos que refuercen y/o reparen pilares de hormigón estructural dañados o degradados de edificios es sin duda el principal interés del sistema que aquí se presenta por su evidente impacto, por un lado, en la reducción del coste de la materia prima empleada y, por otro, en la mejora en el comportamiento medioambiental de los procesos constructivos.

Es importante resaltar que este sistema permitirá a los técnicos atender con seguridad la reparación de pilares cuando no se pueda proceder técnicamente al amparo de lo dispuesto en la exigente UNE EN 1504 "Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón", norma de obligado cumplimiento en Europa, debido a que para el correcto funcionamiento del sistema no es necesaria la preparación del soporte afectado. Tampoco lo es la realización en muchos casos de apuntalamientos de seguridad ni el desalojo de los edificios.

El sistema cuenta con el título de patente de invención según publicación nº ES2539302, concedido por la Oficina Española de Patentes y Marcas (OEPM)

En esta comunicación se expone tanto la descripción de las características del sistema desde el punto de vista estructural como las



ventajas que aporta al estado de la técnica, además de mostrar ejemplos de obras ya ejecutadas.

Como apoyo técnico, el sistema cuenta con una aplicación informática ideada y desarrollada específicamente por el equipo, que justifica el comportamiento estructural de los pilares antes y después de la reparación/refuerzo, de acuerdo al marco actual normativo.

11. ESTUDIO DE LA APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE DECISIÓN MULTICRITERIO AL CICLO DE VIDA DE LOS PUENTES

STUDY OF APPLICATION OF MULTI-CRITERIA DECISION-MAKING METHODS IN BRIDGE LIFE CYCLE

Vicent Penadés Plà. ICITECH. Universitat Politècnica de València. Becario de Investigación FPI. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. vipepl2@cam.upv.es

Víctor Yepes Piqueras. ICITECH. Universitat Politècnica de València. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. vyepesp@cst.upv.es

Tatiana García Segura. ICITECH. Universitat Politècnica de València. Becaria de Investigación FPI. Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. tagarse@cam.upv.es

José Vicente Martí Albiñana. ICITECH. Universitat Politècnica de València. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jvmartia@cst.upv.es

Puentes, multicriterio, ciclo de vida, sostenibilidad, toma de decisiones.

Bridges, multi-criteria, life-cycle, sustainability, decision-making.

El proyecto y construcción de los puentes constituye una actividad fundamental para la sociedad. Hasta hace poco tiempo, el único criterio que se tenía en cuenta en el proyecto y construcción de los puentes era la reducción del coste. Pero actualmente, la búsqueda de estructuras sostenibles conlleva tener en cuenta los criterios que constituyen los pilares de la sostenibilidad: económicos, sociales y medioambientales. Estos tres pilares presentan objetivos enfrentados, generándose un conflicto entre ellos a la hora de tomar la elección más sostenible. La toma de decisión multicriterio es un proceso que permite ayudar a la solución de este problema.

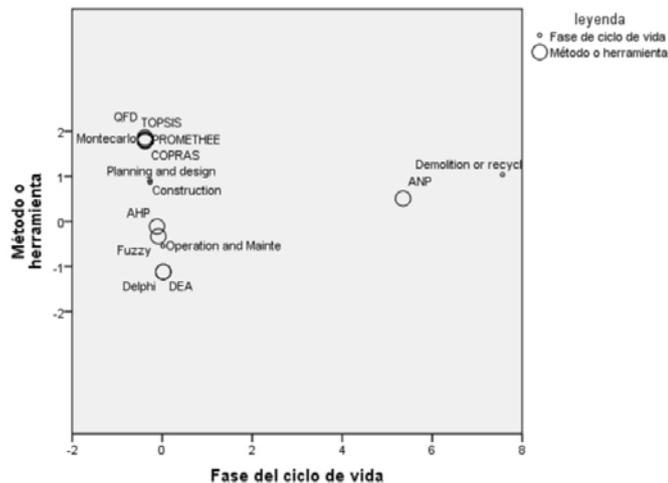


Figura 1. Análisis de correspondencias

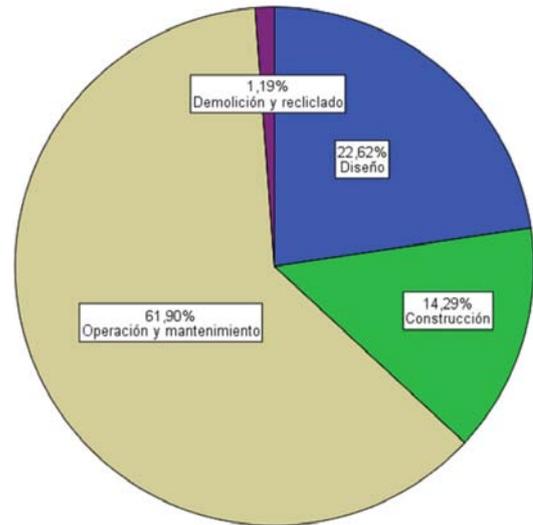


Figura 2. Porcentaje de aplicación por fases

En este trabajo se centra en un estudio de los métodos y herramientas más utilizadas en las diferentes etapas del ciclo de vida de un puente -proyecto, construcción, operación y mantenimiento, y reciclado y demolición-. Para ello se ha realizado una revisión bibliográfica de los artículos que han aplicado algún método o herramienta para la toma de decisión sobre algún aspecto de las diferentes etapas del ciclo de vida de un puente. Posteriormente se han agrupado los métodos y las herramientas, así como las fases del ciclo de vida y se ha realizado un análisis estadístico mediante el programa informático IBM SPSS Statistics 22.0.

El análisis muestra el empleo de los diferentes métodos y herramientas, así como porcentajes de aplicación a las diferentes fases del ciclo de vida. También se ha realizado un análisis de correspondencias, que evidencia la asociación de métodos/herramientas con las fases del ciclo de vida. La fase de operación y mantenimiento es la más estudiada con un 68,83%, seguido del proyecto, construcción, y demolición o reciclado con un 19,48%, 9,09% y 2,60% respectivamente. El método AHP (Analytic hierarchy process) es predominante, con un 34,52%, y la lógica fuzzy es la herramienta más utilizada, aplicada en un 48,81% de los artículos. El análisis de correspondencias muestra como la lógica fuzzy se asocia con la fase operación y mantenimiento. Además, el método AHP se emplea en las tres primeras etapas del ciclo de vida de un puente, y que la fase de demolición y reciclado se estudia poco y tiende a asociarse con el método ANP (Analytic Network Process).

15. ADITIVOS SUPERPLASTIFICANTES DE ÚLTIMA GENERACIÓN BASADOS EN LA INNOVADORA TECNOLOGÍA PAE PARA LA OPTIMIZACIÓN DE LA REOLOGÍA DEL HORMIGÓN

LAST GENERATION SUPERPLASTICIZERS BASED ON INNOVATIVE PAE TECHNOLOGY FOR OPTIMIZATION OF CONCRETE RHEOLOGY

Pere Borralleras Mas. BASF Construction Chemicals España S.L. Technical & Marketing Manager Iberia. Ldo. CC Químicas. pere.borralleras@basf.com

Poli-aril éter fosfónico (PAE), superplastificante, hormigón, reología.

Poly-aryl ether phosphonic (PAE), superplasticizer, concrete, rheology.

La tecnología para diseñar aditivos reductores de agua para hormigón no ha parado de evolucionar desde su introducción en el mercado en 1950. Los primeros aditivos plastificantes estaban basados en ligno-sulfonatos. Posteriormente, con la introducción de los condensados de melamina y naftalensulfonato, aparecieron los primeros aditivos superplastificantes. Y finalmente, en la última década del siglo pasado, el desarrollo tecnológico del hormigón experimentó un salto cuantitativo con la introducción de los aditivos superplastificantes de nueva generación basados en la química de los éter y éster de policarboxílico (PCE). Estos nuevos aditivos permitieron el desarrollo del hormigón de alta resistencia y el hormigón autocompactante, pero especialmente abrieron la puerta a la síntesis de polímeros adaptados a las características puntuales de cada cemento y cada situación, con la intención de obtener las prestaciones máximas.

La tecnología de los polímeros PAE, basados en condensados de poli-aril éter fosfónico, representa el último avance en el diseño de aditivos superplastificantes para hormigón. Mientras el desarrollo de los aditivos basados en PCE ha servido para aumentar la capacidad reductora de agua de los aditivos superplastificantes y balancear el mantenimiento de la consistencia, la tecnología PAE aporta importantes mejoras en el comportamiento reológico del hormigón, para permitir el diseño de hormigones con muy bajo contenido de agua incluso ante elevadas cantidades de finos. Con la tecnología PAE se fabrican hormigones de baja viscosidad y sin pegajosidad incluso en condiciones de relaciones agua/finos muy bajas. Dichas condiciones representaban el límite de uso de los aditivos superplastificantes basados en PCE, que mostraban problemas de alta viscosidad cuando la relación agua/finos era excesivamente baja (por ejemplo, al reducir mucho el contenido de agua o al usar altas cantidades de finos), y que ahora pueden ser resueltos con esta innovadora y única tecnología.

Se presentará la química básica de la tecnología PAE y su mecanismo de funcionamiento, observando cómo a partir de su mecanismo se explican las ventajas que aporta a nivel reológico. También se presentarán las aplicaciones más indicadas para esta nueva tecnología y los beneficios que aporta en hormigones bombeados o cuando se usan arenas con altos contenidos en finos. Y como la tecnología PAE puede ser la herramienta que permita el uso de cementos con altos contenidos de adición o bien el uso masivo de adiciones para la fabricación de hormigones convencionales con la finalidad de aportar un avance significativo en el desarrollo sostenible de la construcción.

19. ADHERENCIA HORMIGÓN-ACERO EN UN HAC DE ALTA RESISTENCIA ANTE CARGAS CÍCLICAS

STEEL-CONCRETE BOND IN A HIGH STRENGTH SCC UNDER CYCLIC LOADING

Héctor Bernardo Gutiérrez. DRAGADOS. Ingeniero. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. h.bernardo@gmail.com

Miguel Ángel Vicente Cabrera. Universidad de Burgos. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mvicente@ubu.es

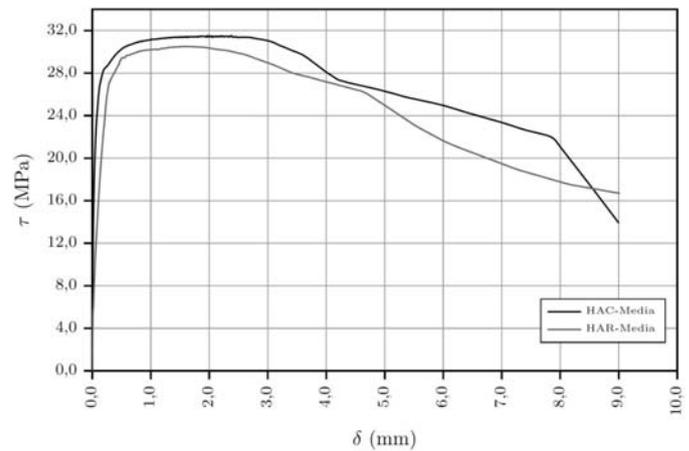
David Alonso García. Prehormi S.A. Director. Ingeniero Agrónomo. prehormisa@yahoo.es

Dorys González Cabrera. Universidad de Burgos. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. dgonzalez@ubu.es

Hormigón, autocompactante, carga cíclica, adherencia.

Concrete, self-compacting, cyclic loading, bond.

El estudio de la adherencia entre acero y hormigón en hormigones autocompactantes consta de escasos trabajos que contemplen cargas cíclicas.



Gráficas "Pull-Out" comparadas. HAC-HAR

En un estudio que ha involucrado 54 probetas tipo Pull-Out, se ha comparado la adherencia frente cargas cíclicas de dos mezclas de hormigón de alta resistencia (70 MPa), una autocompactante y su equivalente vibrada.

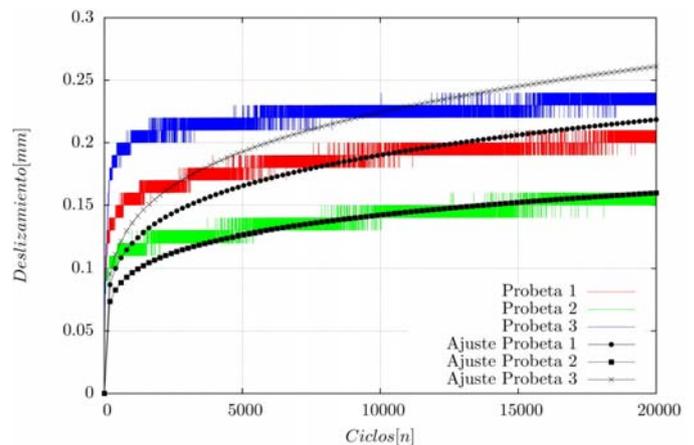
Los ensayos efectuados han cubierto 2 valores de carga máxima (0,6 y 0,8 de la carga última) y tres valores de amplitud de carga (0,33, 0,60 y 0,75) así como 4 niveles de número de ciclos (2.000, 20.000, 200.000 y 2.000.000). De esta forma se ha buscado explorar el efecto de la amplitud de carga, de la tensión máxima y del número de ciclos en la adherencia y deslizamiento residuales.

Asimismo, se han efectuado ensayos monotónicos sobre probetas no fatigadas para establecer un valor de comparación de los valores residuales.

Los resultados obtenidos muestran que el HAC presenta mejor capacidad adherente que su homólogo convencional, tanto en condiciones de carga monotónica como cíclica. Su comportamiento ante cargas crecientes es más rígido en toda la curva tensión-deslizamiento, y la rama post-crítica no presenta un comportamiento inferior al hormigón convencional.

En ninguna probeta se ha producido un fallo por fatiga de la adherencia y, o bien se han superado los ciclos objetivo, o se ha producido la rotura de la barra de acero.

La tensión de adherencia última alcanzada tras los ciclos es mayor que la de las probetas de referencia, y aumenta de manera aproximadamente lineal en doble escala logarítmica al número de ciclos y con la amplitud de carga.



Gráfica ciclos-deslizamiento

Se ha observado además, que la mezcla autocompactante muestra sistemáticamente menor dispersión en los datos obtenidos, fruto de eliminar la variable de la vibración en la mezcla.

20. CÁLCULO DE SOLICITACIONES PLÁSTICAS EN PÓRTICOS DE EDIFICACIÓN A PARTIR DEL CÁLCULO ELÁSTICO

CALCULATION OF STRESSES IN PLASTIC BUILDING FRAMES FROM THE ELASTIC ANALYSIS

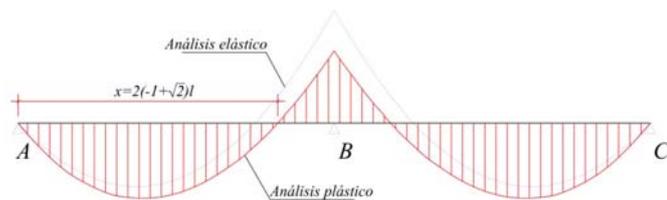
Oswaldo Moreno Iría. Universidad de Las Palmas de Gran Canaria. Profesor. Dr. Arquitecto. oswaldomoreno@ulpgc.es
 Aarón Medina Arias. Gravity Arquitectos. Director Técnico. Arquitecto. aaronmedina@gravityarquitectos.com
 Juan Rafael Pérez Cabrera. Universidad de Las Palmas de Gran Canaria. Profesor. Dr. Arquitecto. juanrafael.perez@ulpgc.es

Solicitaciones, cálculo elástico, cálculo plástico, hormigón armado, acero.

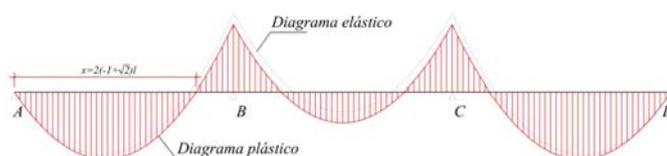
Solicitations, elastic calculation, calculation plastic, reinforced concrete, steel.

La celeridad del cálculo de solicitaciones elásticas en cualquier estructura hiperestática de edificación es posible gracias al desarrollo que, en las últimas décadas, ha experimentado la informática en general y el software especializado en particular. No obstante, la posibilidad de realizar dicho cálculo de solicitaciones en régimen plástico -con sus consiguientes ventajas en el aspecto económico-, inexplicablemente no viene recogida en la mayoría de los programas específicos de edificación.

El desarrollo del siguiente trabajo aporta el procedimiento mediante el cual podremos realizar el cálculo elástico utilizado por los programas informáticos, pero modificando la posición del momento nulo de las solicitaciones elásticas, de tal manera que el resultado sea el equivalente al del cálculo plástico. El método está dirigido a estructuras formadas por pórticos intraslacionales de pilares y vigas unidos rígidamente, sometidos a cargas continuas -lo que supone la mayoría de las estructuras de edificación de nuestro país-.



Posicionamiento de la rótula plástica en una viga de dos vanos



Posicionamiento de la rótula plástica en una viga de tres vanos

La metodología pasa por introducir en el último vano de la estructura porticada, la articulación correspondiente al momento nulo de la sollicitación plástica. Esta posición se demuestra ser siempre la misma y proporcional a la longitud del último vano, independientemente del número de tramos que contenga el pórtico de la estructura.

22. MODELO ANALÍTICO PARA EL ANÁLISIS DE LA FLEXIÓN Y FISURACIÓN EN SECCIONES DE HA COMO ALTERNATIVA AL DIAGRAMA DE PIVOTES

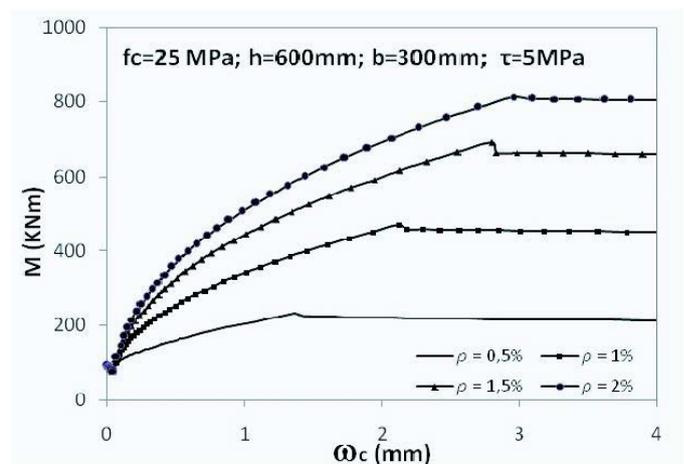
ANALYTICAL MODELING OF FLEXURAL FAILURE AND CRACKING PROCESS IN RC AS ALTERNATIVE TO THE SO-CALLED "PIVOT DIAGRAM"

Jacinto Ruiz Carmona. Universidad de Castilla-La Mancha/Mecanismo. Investigador/Asociado. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jacinto.rc@gmail.com
 Gonzalo Ruiz López. Universidad de Castilla-La Mancha. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Gonzalo.ruiz@uclm.es

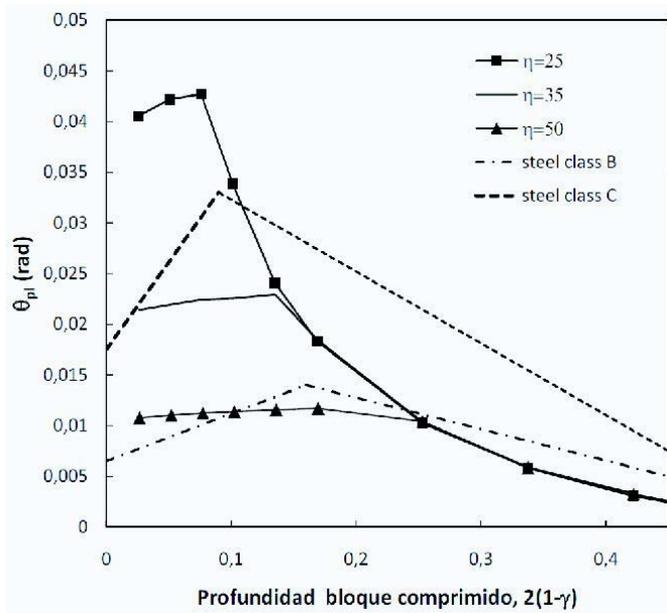
Hormigón armado, apertura de fisura, fallo por flexión, capacidad de rotación.

Reinforced concrete, crack opening, flexural failure, rotational capacity.

Esta ponencia propone un modelo para determinar la carga de fallo por flexión en vigas de hormigón armado (HA), evaluando simultáneamente la apertura de fisura durante el proceso de carga. Actualmente el análisis de la rotura por flexión de secciones de hormigón y la comprobación de la apertura de fisura se realizan de forma independiente, cuando en realidad corresponden a un mismo fenómeno físico. El modelo comúnmente utilizado para analizar la flexión en secciones de hormigón es el denominado "diagrama de pivotes", el cual realiza una serie de gruesas simplificaciones como, por ejemplo, considerar que el acero y el hormigón están perfectamente adheridos entre sí y que, por tanto, su deslizamiento relativo es nulo, o postular que la sección de hormigón permanece plana aun cuando haya fisurado el hormigón, llevando así la hipótesis de Navier a un extremo irreal. Aunque se trate de un diagrama extensamente utilizado, sería necesario actualizar su base teórica, siendo los modelos basados en Mecánica de la Fractura una alternativa adecuada.



Ejemplo de diagrama momento - apertura de fisura. Influencia de la cuantía de armado



Influencia de la adherencia en la capacidad de rotación plástica en secciones de HA

El modelo analítico que aquí se propone incorpora el proceso de fisuración de la sección mediante una ecuación de compatibilidad que relaciona la apertura de fisura con el alargamiento de la barra de refuerzo, relacionando así la apertura de fisura con el momento aplicado en la sección. Además, se tiene en cuenta simplificada mente el comportamiento en fractura del hormigón introduciendo, en la punta de la fisura, una fuerza de tracción dependiente de las tensiones cohesivas y de la profundidad de la fisura. El modelo se valida frente a resultados experimentales de vigas de hormigón armado, tanto en carga máxima como en las aperturas de fisura correspondientes.

Este nuevo modelo se podría usar ventajosamente en aplicaciones tecnológicas, ya que permite relacionar el momento aplicado en la sección y la apertura de fisura que produce, pudiéndose llevar a cabo las comprobaciones en ELS y ELU con un único cálculo. Asimismo, permite estudiar la influencia de la adherencia hormigón-acero en el proceso de flexión, lo cual resulta útil en rehabilitación de estructuras. También permite evaluar la capacidad de rotación de las secciones de

hormigón armado. Además, la propuesta reproduce el efecto de tamaño que se manifiesta en el fallo de las secciones de hormigón armado.

24. DISEÑO DE PASARELAS DE HORMIGÓN POSTESADO DE SECCIÓN EN T MEDIANTE OPTIMIZACIÓN HEURÍSTICA BAJO CRITERIOS ECONÓMICOS Y DE SOSTENIBILIDAD

DESIGN OF POST-TENSIONED CONCRETE FOOTBRIDGES T CROSS SECTION WITH HEURISTIC OPTIMIZATION UNDER ECONOMIC AND SUSTAINABILITY CRITERIA

Víctor Molina Jotel. Universitat Politècnica de València. ICITECH. Investigador Asociado. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. vicmojo@alumni.upv.es

Julián Alcalá González. Universitat Politècnica de València. ICITECH. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jualgon@upv.es

José Vicente Martí Albiñana. Universitat Politècnica de València. ICITECH. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jvmartia@cst.upv.es

Víctor Yepes Piqueras. Universitat Politècnica de València. ICITECH. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. vyepes@cst.upv.es

Hormigón pretensado, optimización heurística, puentes peatonales, recocido simulado, sostenibilidad.

Prestressed concrete, heuristic optimization, footbridges, simulated annealing, sustainability.

Este artículo se ocupa del diseño y optimización automática de pasarelas de hormigón postesado con sección en T bajo criterios económicos (coste) y de sostenibilidad (emisiones de CO₂ y energía consumida), empleando la técnica heurística de optimización Simulated Annealing (SA). Para ello, se desarrolla un código de programación de diseño y comprobación estructural que se aplica al tablero de la pasarela, definido por 20 variables discretas y 15 parámetros de distinta naturaleza (geometría, calidad de materiales, cuantía y disposición de armadura pasiva y activa, etc.).

El diseño se inicia con la generación aleatoria de las variables que definen el tablero de la pasarela para posteriormente realizar un

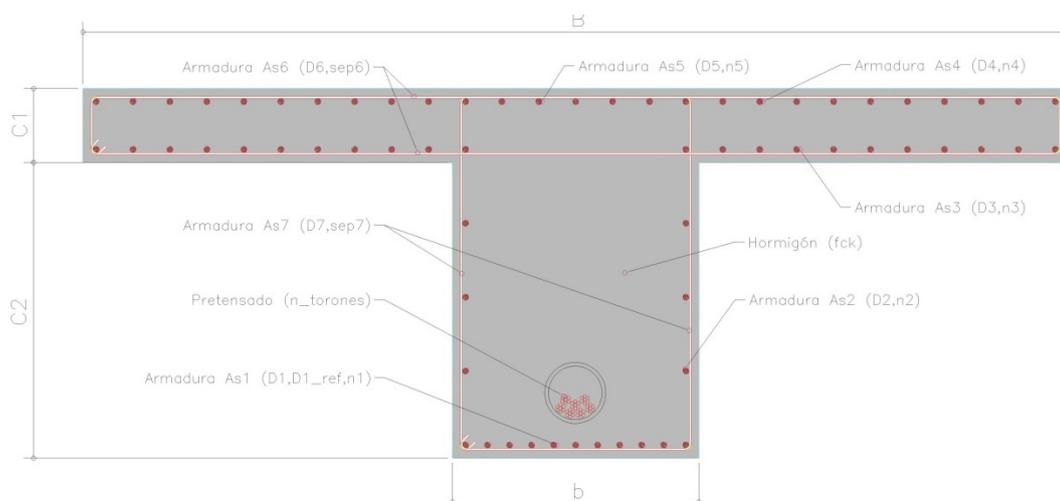


Figura 1. Variables de diseño

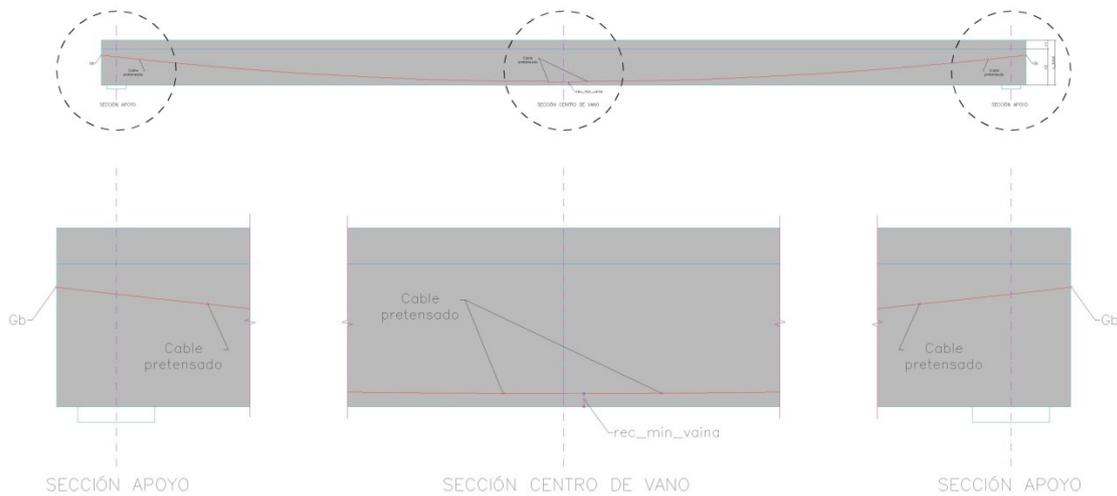


Figura 2. Diseño trazado pretensado. Alzados en sección de apoyo y centro de vano

proceso automático que engloba todas las comprobaciones geométricas y estructurales que la normativa exige para este tipo de estructuras. Tras analizar la factibilidad de la solución se procede a la evaluación del coste económico y medioambiental (emisiones de CO₂ y energía consumida) que conlleva su ejecución a partir de las mediciones y costes unitarios de cada una de las unidades de obra que la componen.

Se ha comprobado que la optimización bajo cualquiera de los tres criterios proporciona soluciones aceptables para los otros dos (variaciones inferiores al 5% respecto a las mejores soluciones encontradas), lo que demuestra la no conflictividad entre los objetivos estudiados.

28. EL ELOGIO DEL HORIZONTE DE CHILLIDA, UN ENCUENTRO ENTRE CIENCIA Y ARTE

CHILLIDA'S "IN PRAISE OF THE HORIZON", AN ENCOUNTER BETWEEN SCIENCE AND ART

Deborah García Bello. University of A Coruña. PhD student. Graduate in Chemistry. deborahciencia@gmail.com

Moisés Canle López. University of A Coruña. Prof. Dr. PhD. mcanle@udc.es

Hormingón aluminoso, Chillida, arte.

Aluminous concrete, Chillida, art.

A través de la investigación de los aspectos ingenieriles del Elogio al horizonte de Chillida, tales como materiales, ejecución de la obra, localización, forma y escala, se pretende demostrar la inequívoca relación entre la ciencia y el arte.

El material escogido para esta escultura fue el hormigón, específicamente hormigón aluminoso con elevadas dosis de virutas de fundición y agua, conformando un material atípico para el arte e inapropiado para obra civil. En el artículo se describen de forma divulgativa los procesos fisicoquímicos implicados en la dosificación, encofrado, fraguado, curado, etc. del hormigón empleado, así como la interpretación artística de esta elección: el hormigón se interpreta como pie-

dra artificial, como ese horizonte impostado entre lo que es del hombre y lo que es de la naturaleza.

La localización de la obra, frente al horizonte, convierte a ese espacio en lugar, lo señala como punto de contemplación del entorno.

La forma de la obra sugiere la idea de refugio, con su puerta abierta, animando a entrar, su ventana hacia el horizonte, su apertura superior hacia un tejado que es el cosmos. Contrapone la quietud de la estancia en el interior de la obra al movimiento exterior: las olas, el viento, la luz.

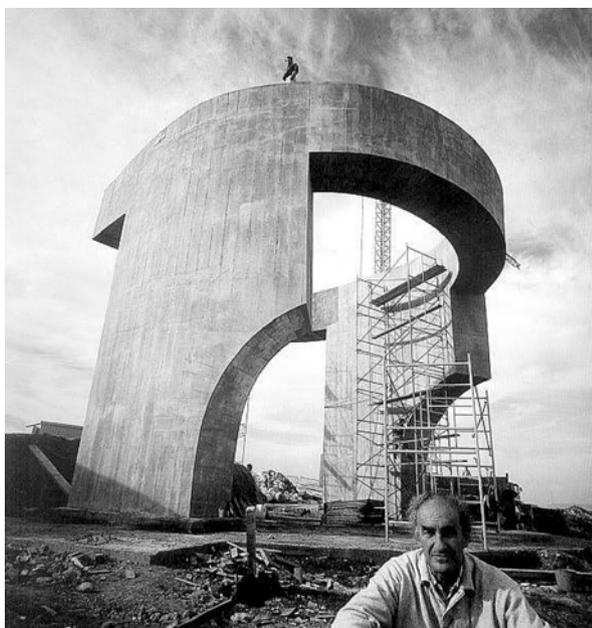
Pese a ser un refugio, la escala de la obra es monumental, enfrentando al hombre con la dimensión inabarcable del cosmos.

La conclusión de esta investigación acerca de los aspectos técnicos y artísticos del Elogio al horizonte, es que queda constatado el vínculo entre ambas formas de conocimiento. Se evidencia la relación indispensable entre ambos, ya que la obra no podría haber sido ejecutada, ni pensada, ni interpretada de no disponerse de conocimientos y herramientas propios de la ingeniería.

Esta investigación abre camino a la integración de la cultura científica con la cultura artística como instrumento divulgativo.



Elogio del horizonte Hormigón Eduardo Chillida Juantegui, 1990



Chillida at the works for "In Praise for the Horizon"

29. EVALUACIÓN DE LA INFLUENCIA DE DISTINTOS ADITIVOS QUÍMICOS EN EL RÉGIMEN DE EXPANSIÓN DE HORMIGONES EXPANSIVOS USADOS EN INFRAESTRUCURAS

EVALUATION OF INFLUENCE OF CHEMICAL ADMIXTURES ON EXPANSION RATE OF EXPANSIVE CONCRETES USED IN INFRASTRUCTURES

Pedro Carballosa de Miguel. Instituto Eduardo Torroja. Ingeniero de Materiales-Laboratorio de Hormigones. Dr. Ingeniero de Materiales. carballosa@ietcc.csic.es

David Revuelta Crespo. Instituto Eduardo Torroja. Científico Titular. Dr. Ingeniero Industrial. d.revuelta@ietcc.csic.es

José Luis García Calvo. Instituto Eduardo Torroja. Funcionario de carrera. Dr. Ciencias Ambientales. jolgac@ietcc.csic.es

Valentina Morales Benedetto. Universidad Politécnica de Madrid. Estudiante Máster. Ingeniera Civil.

valentina.moralesb@alumnos.upm.es

Hormigones pretensados químicamente, hormigones de retracción compensada, agentes expansivos, aditivos químicos, tubos rellenos de hormigón.

Chemically prestressed concrete, shrinkage compensated concrete, expansive agents, chemical admixtures, concrete filled tubes (CFT).

Los hormigones expansivos, de uso cada vez más habitual en la construcción, se clasifican en función de la magnitud de su expansión en: hormigones de retracción compensada, de aplicación principal en la ejecución de elementos superficiales tipo losas y pavimentos con objeto de disminuir o eliminar la fisuración y limitar el número de juntas, y hormigones pretensados químicamente, de aplicación en sistemas de tubos rellenos de hormigón para mejorar la respuesta estructural y facilitar la puesta en obra, empleados en la ejecución de puentes arco y pilares de edificios en zonas sísmicas.

Estos hormigones se fabrican con cementos o agentes expansivos de carácter hidráulico que al contrario que el cemento portland con-

vencional inducen un incremento del volumen del hormigón tras el fraguado durante las fases iniciales del endurecimiento debido a la formación de una mayor proporción de ciertos hidratos ya presentes en la matriz cementicia.

Los aditivos químicos se emplean en la industria del hormigón de forma habitual, y casi necesaria, con objeto de mejorar o modificar las propiedades intrínsecas habituales o de puesta en obra de este material.

En el caso particular de los hormigones expansivos esta modificación de propiedades, especialmente las de carácter reológico, y la naturaleza química de los aditivos adicionados, aunque en pequeña proporción, pueden tener una alta incidencia en el desarrollo, velocidad y magnitud final de la expansión, pudiendo anular el efecto buscado por los mismos.

En esta investigación se determina sobre una dosificación referencia de hormigón de dosis fija de agente expansivo base sulfoaluminato cálcico, la influencia de varias tipologías de aditivos químicos comerciales introducidos en dos dosis, máxima y mínima recomendadas por el fabricante, sobre el régimen de expansión desarrollado, verificando el efecto, o no, de las tipologías propuestas sobre la velocidad y magnitud final de la expansión desarrollada.

La influencia de estos aditivos sobre el régimen de expansión del hormigón referencia se evalúa mediante dos métodos de ensayo, uno de carácter normativo ASTM C878 donde la expansión se evalúa sobre prismas de hormigón restringidos, y otro, mediante el empleo de tubos de acero rellenos con las mezclas de hormigón expansivo diseñadas. En este segundo caso, la medida de la expansión se realiza mediante galgas. En ambos métodos se procuran unas condiciones de curado similar.

Los resultados obtenidos muestran una alteración del régimen y la magnitud de la expansión a considerar, sobre manera, en las dosificaciones con aditivos químicos en sus dosis máximas.



Medida de la expansión sobre prismas restringidos de acuerdo con ASTM C878



Medida de la expansión en tubos de acero rellenos de hormigón mediante galgas

30. ANÁLISIS DEL CICLO DE VIDA DE MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS DE HORMIGÓN ARMADO CON CONTRAFUERTE Y MUROS PANTALLA

LIFE CYCLE ASSESSMENT OF REINFORCED CONCRETE BUTTRESSED EARTH-RETAINING AND DIAPHRAGM WALLS

Francisca Molina Moreno. Universitat Politècnica de València. Departamento I. Transp. Becaria de Investigación FPI. Arquitecta. framomo4@upvnet.upv.es
 Andrés Ródenas Escartí. Universitat Politècnica de València. ICITECH. Estudiante Máster Planificación y Gestión en I.C. Graduado en Ingeniería Civil. andres.rodenas.upv@gmail.com

José Vicente Martí Albiñana. Universitat Politècnica de València. ICITECH. Profesor Titular De Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jvmartia@cst.upv.es
 Víctor Yepes Piqueras. Universitat Politècnica de València. ICITECH. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. vyepes@cst.upv.es

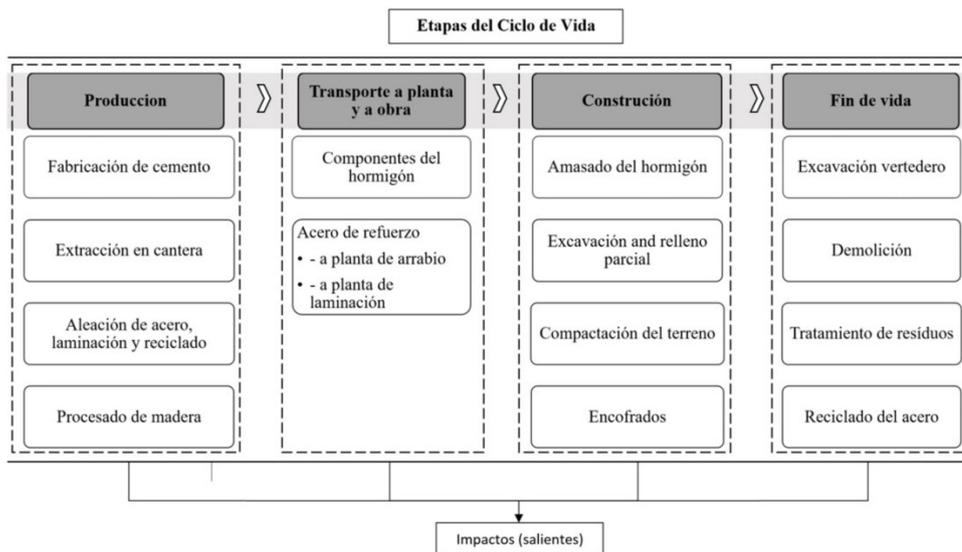
Muro de contrafuertes, muro pantalla, calentamiento global, agotamiento del ozono, ACV.

Buttressed wall, diaphragm wall, global warming, ozone depletion, LCA.

El potencial de calentamiento global es una de las mayores preocupaciones entre los impactos ambientales. El presente estudio muestra la evaluación de impactos durante el ciclo de vida de dos tipologías de muros de contención de tierras: con contrafuertes y muros pantalla. Las mediciones de material han sido obtenidas preliminarmente para el primero mediante optimización heurística y para el segundo mediante la técnica de muestreo de hipercubo latino y posterior meta-modelo Kriging. Previamente se ha realizado un análisis paramétrico del ciclo de vida para diferentes alturas de muros de contrafuertes (Zastrow et al. 2017).

Se ha analizado la ratio de contribución de cada flujo de entrada (extracción de materiales y proceso de construcción) sobre el impacto total para un muro tipo. Los flujos se modelan como subprocesos individuales de los muros de contención. La altura de muro se considera parámetro de diseño. Un estudio previo mostraba que las ratios de contribución de los impactos varían de forma no uniforme con la altura; por tanto, la unidad funcional definida considera este parámetro permitiendo comparación con otros tipos de muros de igual altura. El análisis muestra la ratio de contribución de cada material o actividad para cada tipología de muro. La contribución de cada material se deriva de las mediciones de las variables de diseño de la tabla para la tipología de contrafuertes.

Los resultados muestran que la ratio de contribución del hormigón es la mayor en todos los impactos excepto en la reducción de la capa de ozono, donde la utilización de la maquinaria implica mayor impacto (30%), así como en la oxidación fotoquímica del aire, donde el acero es el mayor contribuidor. Por otra parte, el porcentaje de acero reciclado se estima en un 75%. La influencia de la tasa de reciclaje del acero es manifiesta, se aprecia prominente reducción de impactos al



Etapas del ciclo de vida del muro de contención de tierras

Tensión Terreno (MPa)	V _{horn} (m ³)	m _{acer} (kg)	V _{sw} (m ³)	V _{exc} (m ³)	A _{enconf} (m ²)	V _{talón} (m ³)	V _{puntera} (m ³)
0.2	7.206	429.339	11.700	24.128	30.648	10.107	2.321
0.3	7.682	405.562	10.140	21.068	28.034	9.878	1.050
0.4	7.743	356.662	9.240	19.422	27.848	9.828	0.354

Mediciones de las variables de diseño por metro lineal de un muro de 10 m

incrementar este parámetro. El ACV deja ver el interés en estudiar la relación de los impactos del hormigón, acero, con los diferentes impactos producidos para cada tipo de muro.

33. EVALUACIÓN NUMÉRICA Y EXPERIMENTAL DE LA RESPUESTA DINÁMICA DE UN FARO FABRICADO MEDIANTE POLÍMEROS REFORZADOS CON FIBRA (PRF)

NUMERICAL AND EXPERIMENTAL EVALUATION OF THE DYNAMIC RESPONSE OF A FIBRE REINFORCED POLYMERS (FRP) LIGHTHOUSE

José David Jiménez Vicaria. Centro Tecnológico ACCIONA Infraestructuras. Investigador en Grupo Diseño Estructural. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jose david.jimenez.vicaria@acciona.com

Pablo Sánchez Sierra. Centro Tecnológico ACCIONA Infraestructuras. Investigador en Grupo Diseño Estructural. Ingeniero Industrial. pablo.sanchez.sierra@acciona.com

Eva Martínez Barriguete. Centro Tecnológico ACCIONA Infraestructuras. Jefa Grupo Polímeros y Composites. Licenciada en Química (esp. Química Orgánica). eva.martinez.barriguete@acciona.com

Carlo Paulotto. Centro Tecnológico ACCIONA Infraestructuras. Jefe Grupo Diseño Estructural. Ingeniero Civil y Dr. en Ingeniería Estructural. carlo.paulotto@acciona.com

Polímeros reforzados con fibra, faro, vibraciones libres, respuesta dinámica, simulación numérica.

Fibre reinforced polymers, lighthouse, free vibrations, dynamic response, numerical simulation.

En ambientes marinos, para minimizar los costes de mantenimiento, el uso de polímeros reforzados con fibra (PRF) para la construcción de estructuras civiles durables y ligeras es una alternativa atractiva y prometedora frente a los materiales tradicionales, como el acero o el hormigón armado con acero. ACCIONA Infraestructuras ha construido un faro de 32 metros de altura fabricado en Madrid íntegramente con polímeros reforzados con fibra e instalado en sólo dos horas en la ampliación norte del Puerto de Valencia en febrero de 2015 (fig. 1). Esta estructura de cinco plantas, con un peso de 19 toneladas, está formada por ocho columnas circulares huecas de polímero reforzado con fibra de carbono (PRFC), fabricadas por pultrusión y posicionadas en los vértices de un octógono. Los 5 forjados son paneles sándwich octogonales de fibra de vidrio y poliuretano fabricados por infusión de resina. En el centro de la estructura, desde su base hasta la parte superior, se ubica una escalera de caracol de PRF. Para incrementar la rigidez lateral de la estructura, entre cada par de forjados consecutivos, sus columnas de PRFC están conectadas en el perímetro de la estructura por medio de tubos horizontales de



Figura 1. Imagen del faro en polímeros reforzados con fibra (PRF) una vez terminado

polímero reforzado con fibra de vidrio (PRFV) formando de esta manera cuatro anillos octogonales. Se ha llevado a cabo un control de calidad exhaustivo de todos los elementos estructurales, determinando experimentalmente sus propiedades mecánicas y físico-químicas (fig. 2). Una vez instalado el faro, las vibraciones de la estructura inducidas por el viento se registraron por medio de una serie de acelerómetros colocados estratégicamente para determinar su respuesta dinámica. Previamente, se llevó a cabo una simulación numérica de la estructura para determinar sus frecuencias naturales y formas modales y poder compararlas con las obtenidas de manera experimental.



Figura 2. Ensayo estático a escala real de una columna de polímero reforzado con fibra de carbono

37. DISTRIBUCIÓN SIMPLIFICADA DE ESFUERZOS ORIGINADOS POR LA SOBRECARGA DE TRÁFICO EN TABLEROS DE PUENTES DE CARRETERA

LIVE LOAD DISTRIBUTION FACTORS IN ROADWAY BRIDGES

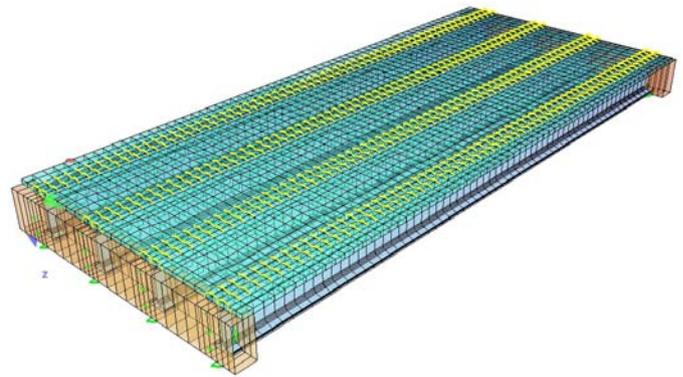
Alberto Fernández Álvarez. Torroja Ingeniería S.L. Ingeniero de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. afernandez@torroja.es
 José Manuel Simón-Talero Muñoz. Torroja Ingeniería S.L. Director General. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jsimontalero@torroja.es
 Ángel Carriazo Lara. Torroja Ingeniería S.L. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. acarriazo@torroja.es

Coefficiente de reparto sobrecarga.

Live load distribution factors.

La práctica profesional habitual en la ingeniería de puentes comprende el desarrollo de modelos de cálculo numéricos, para el diseño y la comprobación de tableros de puentes de carretera sometidos a la sobrecarga de tráfico incluida en el Eurocódigo. Se utilizan profusamente con este fin multitud de programas de cálculo comerciales de código cerrado.

Existen por otro lado, incluidas dentro del marco normativo de algunos países, formulaciones simplificadas que explicitan, en función de algunos parámetros geométricos y resistentes, cómo deben distri-

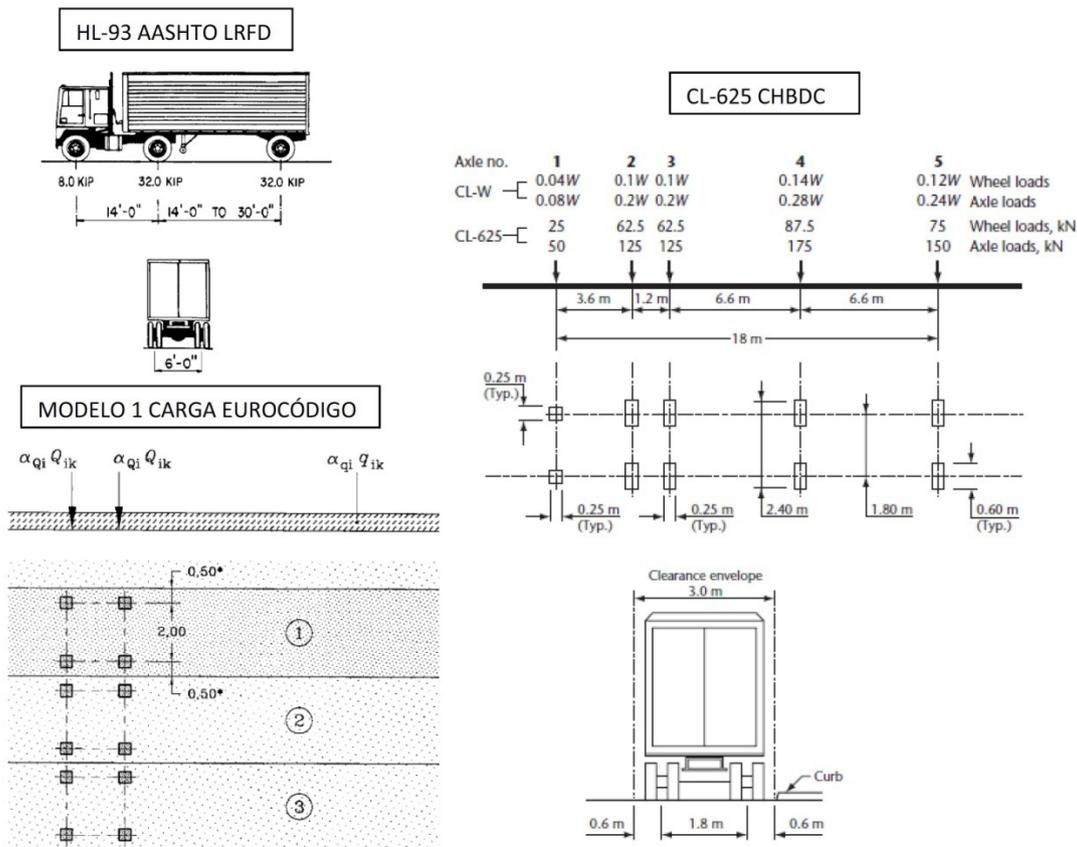


Modelo de cálculo típico elementos finitos

buirse los esfuerzos originados por la sobrecarga de tráfico entre los distintos elementos portantes que forman parte del tablero.

Mediante la aplicación de estas formulaciones simplificadas es posible completar el dimensionamiento del tablero, obviando la necesidad de elaborar complejos modelos de cálculo. La metodología propuesta es más sencilla, y sus resultados son fácilmente verificables.

En el presente artículo se efectúa una revisión de las formulaciones incluidas en los desarrollos normativos vigentes en la actualidad a nivel internacional, describiendo los rangos en los que son aplicables, y para qué modelo de sobrecarga se han desarrollado. Se discute qué parámetros se consideran en cada formulación y cuál es su influencia en los resultados.



Vehículos pesados sobrecarga de tráfico

38. COMPORTAMIENTO DE BARRAS METÁLICAS ENCOLADAS EN PIEZAS DE MADERA PARA EL DISEÑO DE UNIONES

BEHAVIOR OF STEEL BARS GLUED IN TIMBER PIECES FOR JOINT DESIGN

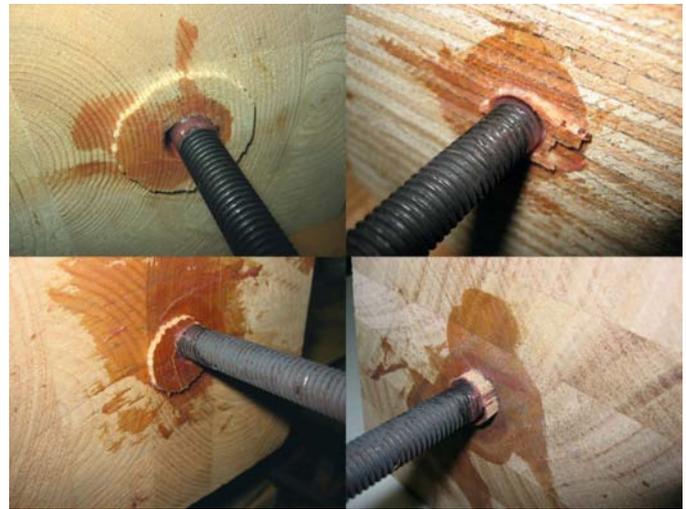
Emilio Martín Gutiérrez. Universidad de A Coruña. Profesor Titular de Universidad (Full Professor). Dr. Arquitecto. emilio.martin@udc.es
 Javier Estévez Cimadevila. Universidad de A Coruña. Catedrático de Universidad (Full Professor). Dr. Arquitecto. javier@udc.es
 Dolores Otero Chans. Universidad de A Coruña. Profesora Contratada Dra. (Full Professor). Dra. Arquitecta. dolores.otero.chans@udc.es

Madera, uniones, adhesivos, resistencia, ensayos.

Timber, joints, adhesives, strength, testing.

El diseño de uniones constituye uno de los aspectos más relevantes tanto en el proyecto de estructuras de madera como en la recuperación de entramados antiguos. Dentro del amplio abanico de posibles soluciones, la utilización de barras metálicas encoladas ocultas constituye una eficaz alternativa.

En este contexto, nuestro equipo ha desarrollado una extensa campaña numérica y experimental sobre el comportamiento de anclajes rectos. En la misma se han ensayado probetas confeccionadas con diferentes especies de madera (coníferas y frondosas), utilizando tanto piezas aserradas como laminadas y microlaminadas. Asimismo, se han empleado diversos adhesivos estructurales, incluyendo productos de base epoxídica, poliuretano, poliéster y neopreno, siendo los primeros los que han evidenciado mejores prestaciones. En cada caso se ha analizado la influencia de los diferentes parámetros geométricos que integran el problema: longitud de anclaje, diámetro de barra, espesor de adhesivo, separación de la barra al borde de la pieza, y proporciones de la misma. La mayor parte del estudio se ha centrado en la transmisión de la fuerza en dirección paralela a la fibra, si bien también se ha desarrollado una campaña en sentido transversal con objeto de analizar las importantes diferencias de comportamiento. Los ensayos se han implementado en una máquina universal mediante disposiciones a tracción doble y tracción-compresión, lo que a su vez ha permitido valorar adicionalmente la posible incidencia del tipo de ensayo en los resultados finales.



Ejemplos de modos de fallo

En el documento se clasifican los diferentes modos de fallo posibles, analizando en consecuencia los aspectos que pueden propiciar cada configuración. Paralelamente se estudia el comportamiento tenso-deformacional, a efectos de lograr conexiones suficientemente dúctiles, y se determinan los valores de carga última. Con relación a dicha resistencia se recoge una posible formulación predictiva, con un mayor ajuste experimental que la actualmente disponible en el marco normativo (anexo informativo contenido en el Eurocódigo 5, específicamente orientado a las soluciones de madera laminada).

Por otra parte, los resultados de esta investigación han permitido desarrollar dispositivos de mejora, objeto de sendas patentes. Se presentan en consecuencia soluciones mediante la inclusión de bulbos de adhesivo, ya sea en el extremo interior de la longitud de anclaje o mediante ensanchamientos sucesivos a lo largo de la misma. Para ello se han desarrollado brocas articuladas, igualmente patentadas, que facilitan dichas configuraciones haciendo uso de taladros convencionales. Estas disposiciones facilitan incrementos reseñables tanto en la capacidad portante como en la ductilidad de la unión.

39. HAC CON FILLER DE RECUPERACIÓN DE LAS PLANTAS DE MEZCLAS BITUMINOSAS CALIENTES: DURABILIDAD

SCC MADE WITH RECOVERY FILLER FROM HOT-MIX ASPHALT PLANTS: DURABILITY

Álvaro Romero Esquinas. EPS de Bélmez/Universidad de Córdoba. Doctorando FPU. Ingeniería de Minas. p52roesa@uco.es
 Rocío Otero Izquierdo. IUIQFN/Universidad de Córdoba. Técnica de Laboratorio. Dra. Licenciada en Química. b42otizr@uco.es
 José Ramón Jiménez Romero. EPS de Bélmez/Universidad de Córdoba. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero Agrónomo. jrjimenez@uco.es
 José María Fernández Rodríguez. EPS de Bélmez/Universidad de Córdoba. Profesor Titular. Dr. Licenciado en Química. um1feroj@uco.es

Minimización de residuos, hormigón autocompactante, filler de recuperación, caracterización físico-química, durabilidad.

Waste minimization, self compacting concrete, recovery filler, physical-chemical characterization, durability.

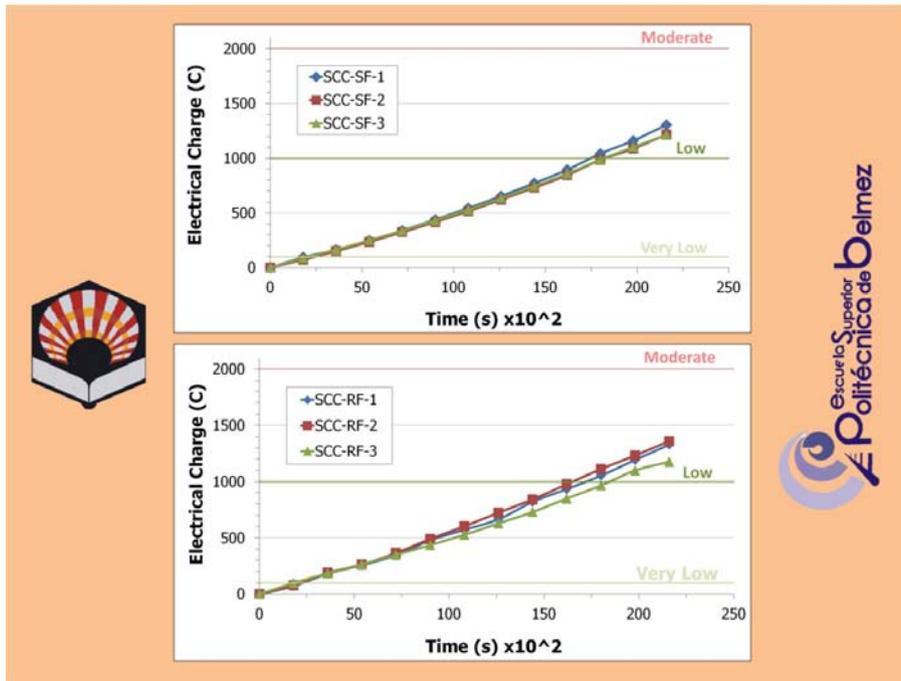


Ensayo a doble tracción implementado en la máquina universal de ensayos

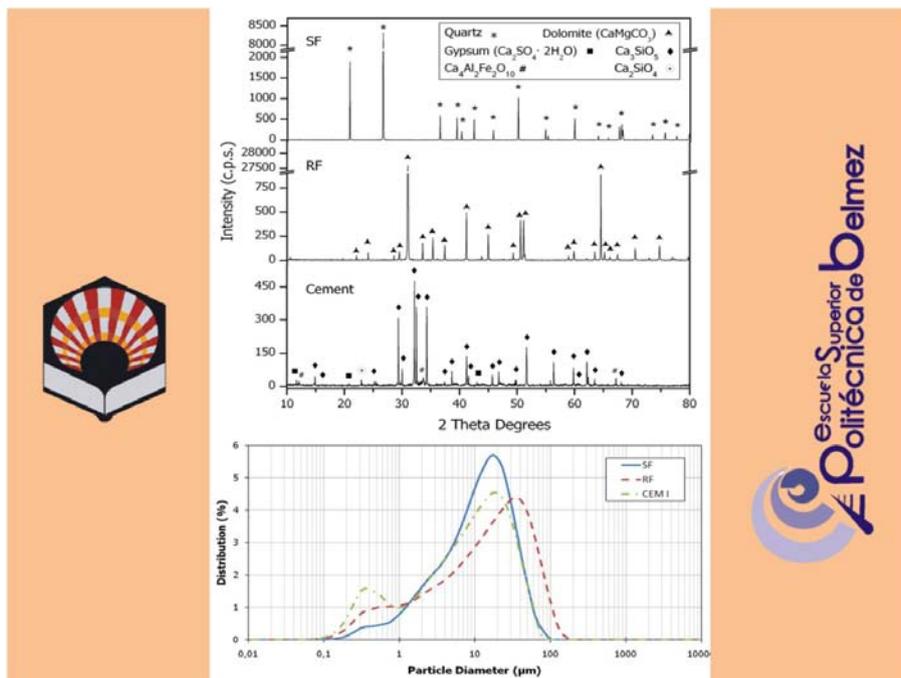
Hoy en día existe una fuerte línea de investigación mundial relacionada con la optimización de recursos naturales y minimización de residuos dentro del campo de la construcción. La industria del hormigón, en constante evolución, busca tecnologías más eficientes debido a que es el material más usado, dos veces más que el resto de materiales (madera, acero, plástico o aluminio). En la década de los 80 se produce el más revolucionario desarrollo de esta industria desde años, con la aparición de Hormigón Autocompactante (HAC). El cual presentaba algunas ventajas respecto al Hormigón Normalmente Vibrado (NVC) como menores tiempo de ejecución, reducción de la mano de

obra, mejor superficie a acabado, mas fácil colocación, mejora de la condiciones de trabajo, etc. [2].

El HAC requiere la incorporación de agentes químicos superplastificantes específicos y alto porcentaje de finos (filler) para conseguir y mantener las propiedades de autocompactabilidad adecuadas. Esta gran cantidad de áridos finos demandada, son generados por molienda de alta energía para conseguir la granulometría deseada, lo que conlleva unos altos costes tanto económicos como medio ambientales. En las Plantas de Mezclas Bituminosas en Caliente (MBC) se originan continuamente grandes cantidades de residuos de granulometría fina (polvo),



Penetración de Ion cloruro de HAC-SF y HAC-RF (ASTM C1202)



Patrones PXRD y distribución de tamaño de partícula del SF, RF y cemento

generados en el proceso de secado, denominados filler de recuperación (RF), siendo destinados por lo general a vertederos con los consiguientes problemas medio ambientales y riesgos para la salud. Su producción es aproximadamente un 4% en peso de la MBC producida. Siendo la producción de MBC en Europa de 263,7 millones de toneladas en 2014.

El objetivo de este trabajo ha sido realizar un estudio de viabilidad de HAC fabricados con filler residual de MBC (RF) en sustitución del filler silíceo comercial (SF). La caracterización geométrica-física-química del material (SEM, distribución de tamaño de partícula mediante laser, DRX, EDAX, ATG-TD e isoterma de adsorción-desorción de N₂) ha sido el primer objetivo de la investigación lo cual ha permitido hacer un examen de las propiedades de ambos. Además se llevó a cabo el estudio de los parámetros de autocompactabilidad y de durabilidad de las mezclas diseñadas (HAC-SF vs HAC-RF). De acuerdo con la EHE-08 un hormigón HA-40/AC/16/IIIc fue usado como referencia (HAC-SF). Los resultados ponen de manifiesto una autocompactabilidad similar en ambos HAC. Los resultados demuestran un gran rendimiento en las mezclas con RF en cuanto a penetración de agua (por capilaridad y a presión), de agentes químicos (sulfatos, cloruros y carbonatación) y retracción.

44. DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES DE RIESGO EN INCENDIOS EN PUENTES. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA AL FUEGO DE PUENTES MULTIVIGA METÁLICOS

DETERMINING RISK FACTORS OF FIRE ON BRIDGES. ANALYSIS OF THE FIRE RESPONSE OF STEEL GIRDER BRIDGES

Guillem Peris Sayol. Universitat Politècnica de València. Departamento de Ingeniería de la Construcción. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. guipesa2@upv.es

Ignacio Payá Zaforteza. Universitat Politècnica de València. Departamento de Ingeniería de la Construcción. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. igpaza@upv.es

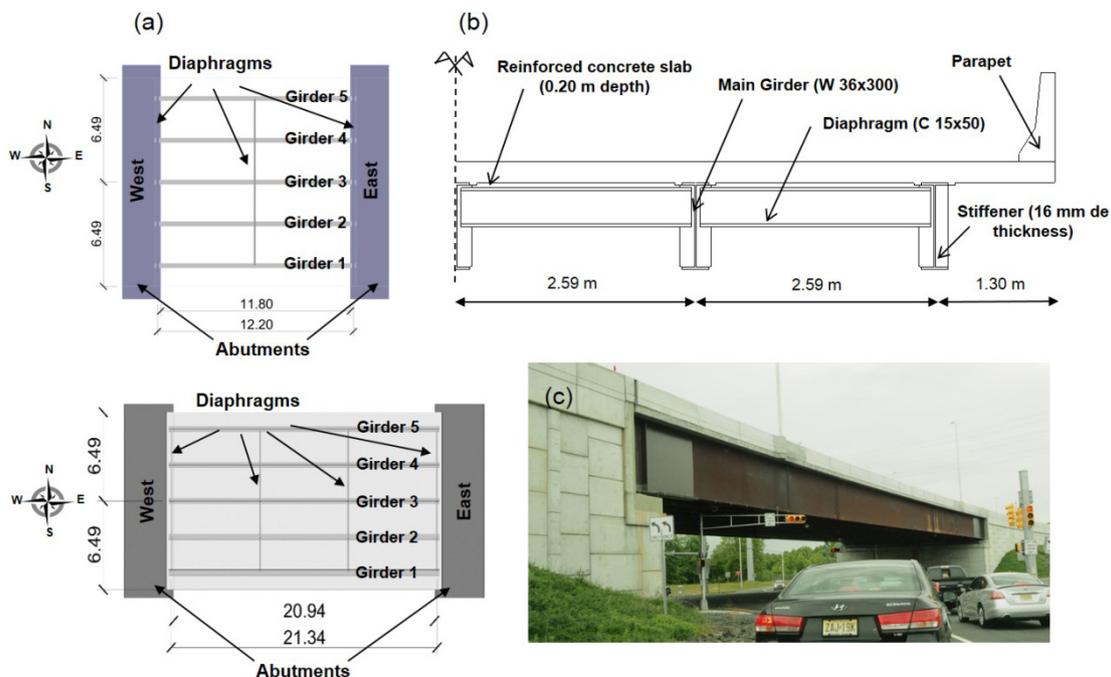
Incendios, puentes metálicos, dinámica de fluidos computacional, método de los elementos finitos, diseño basado en prestaciones.

Fire, steel-girder bridges, computational fluid dynamics, finite element method, performance-based design.

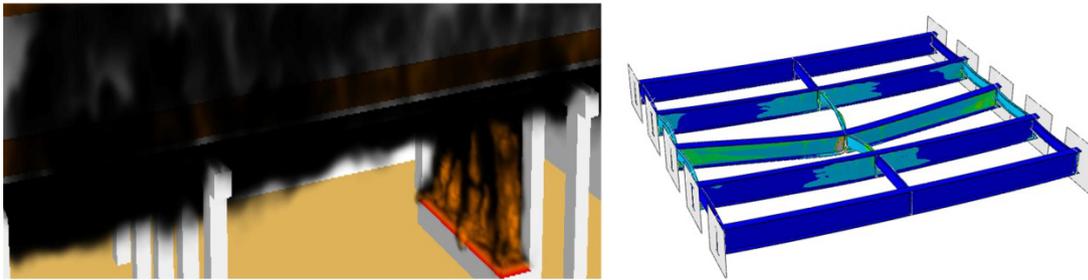
La respuesta estructural de los puentes frente a fuego está poco estudiada y ausente de las normativas a pesar de su frecuencia y consecuencias. Este artículo analiza los escenarios de incendio que pueden causar daños sobre un puente y muestra, para el caso más desfavorable, una metodología que analiza numéricamente los daños causados por el incendio.

Para determinar qué tipos de escenarios pueden provocar el colapso de la estructura, se ha realizado una recopilación de incendios en puentes, detallándose en cada caso las características del incendio y las características geométricas y estructurales del puente afectado así como los daños estructurales sufridos. Un total de 154 casos han sido recogidos para el período comprendido entre 1997 y 2015, caracterizando de 1 a 5 el daño causado por el fuego, donde 5 indica colapso de la estructura y 1 indica ausencia de daños estructurales. Una vez procesada toda la información, los resultados han sido comparados a través de un análisis de la varianza (ANOVA) para determinar qué factores influyen en la respuesta estructural. Los resultados muestran que para puentes metálicos y de hormigón los únicos escenarios susceptibles de causar graves daños estructurales son aquellos en los que el incendio es producido por un camión cisterna o por una zona de almacenaje con alto poder calorífico debajo de la estructura, siendo críticos los pasos superiores.

Una vez determinado el escenario más desfavorable, se ha estudiado el comportamiento estructural de dos pasos superiores compuestos por vigas metálicas de 12,2 m de luz y 21,34 m de luz respectivamente con losa superior de hormigón no conectada, frente al incendio de un camión cisterna debajo del puente. Las temperaturas del gas alrededor de la estructura han sido calculadas en una primera fase a través del software de dinámica de fluidos computacional



Definición de los puentes. (a) Vista en planta (sin la losa), (b) Sección, (c) Ejemplo



Modelo de incendios (izq) y respuesta estructural de un puente multi-viga frente al fuego (dcha)

de incendios Fire Dynamics Simulator. Posteriormente, la respuesta estructural del puente ha sido obtenida a través de análisis numérico mediante elementos finitos con el software ABAQUS. Un estudio de transferencia de calor se ha realizado teniendo en cuenta las temperaturas del gas para obtener las temperaturas del material en el tiempo. Posteriormente, se ha realizado un análisis estructural no lineal con propiedades mecánicas del material dependientes de la temperatura. Este análisis ha permitido obtener el tiempo y modo de fallo en ambos puentes. Los tiempos de fallo oscilan entre 4 y 5 minutos y los puentes han fallado por abolladura del alma cerca del apoyo.

45. HORMIGONES DE ESCORIA ACTIVADA ALCALINAMENTE. COMPORTAMIENTO MECÁNICO Y DURABLE

ALKALI-ACTIVATED SLAG CONCRETES: MECHANICAL AND DURABILITY BEHAVIOR

Manuel Torres-Carrasco. Instituto de Ciencias Construcción Eduardo Torroja (CSIC). Contratado Posdoctoral. Dr. Ciencias Químicas. mtorres@ietcc.csic.es

María del Mar Alonso. Instituto de Ciencias Construcción Eduardo Torroja (CSIC). Dra. Ciencias Químicas. mmalonso@ietcc.csic.es

Paz Guarner. Instituto de Ciencias Construcción Eduardo Torroja (CSIC). Lic. Ciencias Físicas. pazguarner@ietcc.csic.es

Ana Zamora. Instituto de Ciencias Construcción Eduardo Torroja (CSIC). Ingeniera Industrial. anazb@ietcc.csic.es

Francisca Puertas. Instituto de Ciencias Construcción Eduardo Torroja (CSIC). Prof.ª Investigación CSIC. Dra. Ciencias Químicas. puertasf@ietcc.csic.es

Escorias, activación alcalina, durabilidad, adherencia, sostenibilidad.

Slag, alkali activation, durability, Pull-out, sustainability.

El hormigón es el material de construcción más empleado en el mundo, pero se enfrenta a un gran desafío ambiental debido a su principal componente: el cemento. La producción de cemento Portland es responsable entre el 5-8% de las emisiones de CO₂ a nivel mundial. Es por ello que, los residuos y/o adiciones minerales, tales como las escorias de alto horno, puedan emplearse como sustitutos parciales o totales con el fin de evitar o reducir en la medida de lo posible este efecto climático negativo.

Por otra parte, la durabilidad es una de las propiedades más importantes exigidas del hormigón. Sin embargo, el hormigón es susceptible de ser atacado en una gran variedad de agentes internos y externos. En general se sabe que los hormigones activados alcalinamente presentan una mejor durabilidad que los hormigones de cemento Portland. Sin embargo, es necesario conocer mejor este comportamiento de

durabilidad frente a la penetración de cloruros, resistividad a la corrosión, a los ciclos de hielo-deshielo, carbonatación, etc. y comparar estos resultados con los obtenidos en hormigones convencionales de cemento Portland. Debido a esto, actualmente existe un grupo dentro de la RILEM (Durability testing of alkali-activated materials-technical committee 247-DTA) donde se pretende hacer estudios de durabilidad en estos sistemas con el fin de establecer normas específicas.

El presente estudio tuvo como objetivo evaluar las resistencias mecánicas y la durabilidad de hormigones de escorias activadas alcalinamente utilizando como activador una disolución de silicato sódico hidratado. El comportamiento de estos hormigones en términos de resistencia y desarrollo microestructural es comparable al rendimiento observado en los hormigones de cemento Portland. Los ensayos realizados en este estudio mostraron que los hormigones de escoria activada alcalinamente exhibieron una buena durabilidad frente a la penetración de cloruros (ASTM C1202), ciclos hielo-deshielo (C 666)



Ensayos de hielo-deshielo (ASTM C 666). Medida de ultrasonidos en las probetas



Probetas de hormigón de escoria activada alcalinamente con silicato sódico (waterglass) a los 28 días

y un buen comportamiento de adherencia a barras de acero corrugado (ensayo de Pull-out).

Los datos presentados en este trabajo se pueden considerar de gran valor en el diseño y desarrollo de hormigones durables basados en materiales de escoria activada alcalinamente, así como en su selección y aplicación de metodologías de ensayo adecuadas para estos materiales.

46. DISEÑO DE MEZCLAS UHPFRC CON TIEMPOS DE FRAGUADO ULTRARRÁPIDOS

DESIGN OF UHPFRC MIXTURES WITH ULTRAFAST SETTING TIME

Raquel Torres Remón. Universitat Politècnica de València. Alumna de Doctorado. Máster Ingeniería del Hormigón. Arquitecta Técnica. ratorrem@hotmail.com

Ester Giménez Carbó. Universitat Politècnica de València. Titular de Universidad. Dra. por UPV Departamento de Ingeniería de la Construcción. esgimen@cst.upv.es

Pedro Serna Ros. Universitat Politècnica de València. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos. pserna@cst.upv.es

Trabajabilidad, fraguado, resistencias, proyección, fibras.

Workability, setting, strength, shotcrete, fibres.

En este artículo, se desarrollan varias mezclas de hormigones de altas prestaciones con fibras (UHPFRC), modificando algunas variables, para obtener tiempos de fraguado ultrarrápidos, resistencias elevadas a corto y largo plazo y una consistencia concreta para posibilitar la incorporación de fibras. El principal objetivo es adaptar estas mezclas a técnicas como la proyección. Se evalúa la consistencia y las resistencias a flexión y compresión de las diferentes mezclas. Los resultados obtenidos muestran que los morteros comienzan a fraguar en menos de 1 minuto, presentando buenas propiedades mecánicas a 24 horas y 28 días.

Se ha realizado un estudio experimental de diferentes mezclas, siguiendo un procedimiento experimental en varias fases, con el fin de analizar:

- La influencia de los tipos de acelerador de fraguado y su dosificación (4 tipos de aceleradores).



Figura 1. Fibras empleadas



Figura 2. Ensayos para la evolución de la trabajabilidad

- El tiempo de inicio de fraguado de las mezclas.
- La evolución de la trabajabilidad a lo largo del tiempo (fig. 2).
- La evolución de las resistencias a flexión y compresión a tiempos cortos y largos.
- La incorporación de fibras.

Los resultados y conclusiones han sido la obtención de varias mezclas trabajables, con fraguado ultrarrápido y con altas resistencias, que presentan la posibilidad de incorporar fibras.

Estos resultados dejan abiertas futuras líneas de investigación para la modificación de las mezclas y adaptabilidad de estos morteros a las nuevas tecnologías que se están desarrollando en la actualidad en el ámbito constructivo y arquitectónico.

57. EFECTO DE LOS ESFUERZOS AXILES Y DEL PRETENSADO EN LA RESISTENCIA A CORTANTE DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL

EFFECTS OF AXIAL FORCES AND PRESTRESSING ON THE SHEAR STRENGTH OF STRUCTURAL CONCRETE MEMBERS

Antonio Marí Bernat. Universitat Politècnica de Catalunya. Catedrático. Ingeniero de Caminos. antonio.mari@upc.edu

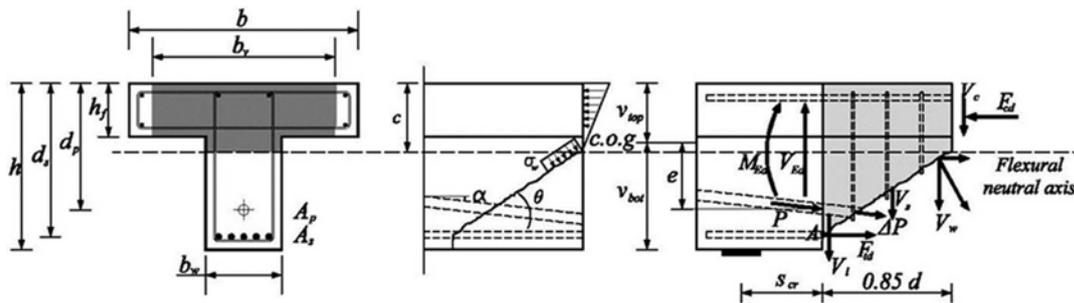
Anoni Cladera Bohigas. Universitat Illes Balears. Profesor Titular. Ingeniero de Caminos. antoni.cladera@uib.es

Jesús Miguel Bairán García. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesor Titular. Ingeniero de Caminos. jesus.miguel.bairan@upc.edu

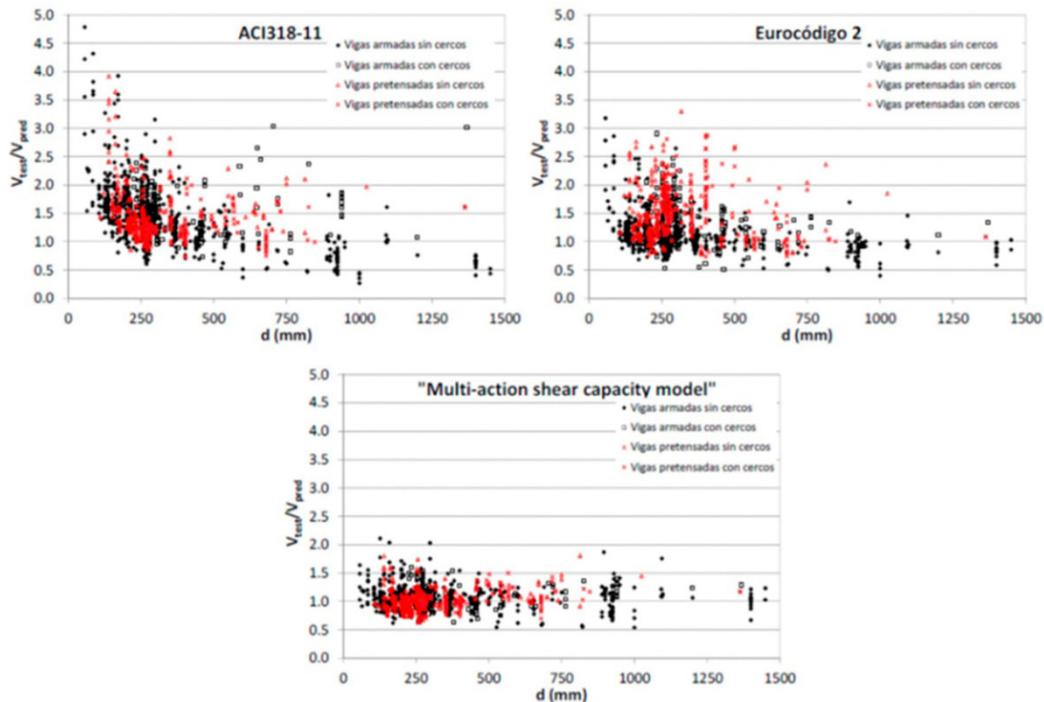
Hormigón estructural, resistencia, cortante, pretensado, axil.

Structural concrete, strength, shear, prestressing, axial force.

Los esfuerzos axiales, tanto los debidos a cargas externas como al pretensado, afectan al estado de tensiones, deformaciones y fisuras, al modo de rotura y a la capacidad resistente de elementos de hormigón estructural. La evaluación de estos efectos en la resistencia a cortante depende de cómo el axil afecta a la contribución de los distintos mecanismos resistentes a cortante, y especialmente a las contribuciones de la cabeza y del alma fisurada. Por otra parte la



Componentes de la resistencia a cortante en un elemento con esfuerzo axial



Comparación de resultados experimentales con las predicciones de diversas normativas, en vigas pretensadas

respuesta resistente de elementos de hormigón armado es muy diferente para elementos comprimidos y para elementos traccionados por su influencia en la fisuración. Este aspecto, que no está adecuadamente contemplado en los apartados de resistencia a cortante en las normativas vigentes, se presenta, por ejemplo, en soportes de pórticos sometidos a sismo o viento horizontal o en vigas que sufren deformaciones impuestas (como las térmicas o reológicas) coaccionadas.

En esta comunicación se hace una breve descripción del "Multi-action Shear Capacity Model" desarrollado por los autores, explicando cómo este modelo tiene en cuenta las contribuciones de los distintos mecanismos resistentes a cortante y como puede incorporar el efecto de los esfuerzos axiales en la cada uno de ellos. Se comparan los resultados de las predicciones del modelo con los incluidos en amplias bases de datos de ensayos a rotura de vigas pretensadas y de los disponibles para vigas armadas sometidas a esfuerzos axiales de tracción moderados. Se muestra también la influencia de distintas variables en la resistencia de piezas sometidas a cortante y axial combinados y se extraen conclusiones.

60. ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA INFLUENCIA DEL ARMADO SECUNDARIO HORIZONTAL Y VERTICAL EN ENCEPADOS DE HORMIGÓN BAJO CARGAS CENTRADAS Y EXCÉNTRICAS

EXPERIMENTAL STUDY ON THE INFLUENCE OF HORIZONTAL AND VERTICAL SECONDARY REINFORCEMENT IN CONCRETE PILE CAPS UNDER CENTERED AND ECCENTRIC LOADS

Lucía Miguel Tórtola. Universitat Politècnica de València. Investigadora predoctoral. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. lumitor@upvnet.upv.es

Luis Pallarés Rubio. Universitat Politècnica de València. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luipalru@cst.upv.es

Pedro Miguel Sosa. Universitat Politècnica de València. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pmiguel@cst.upv.es

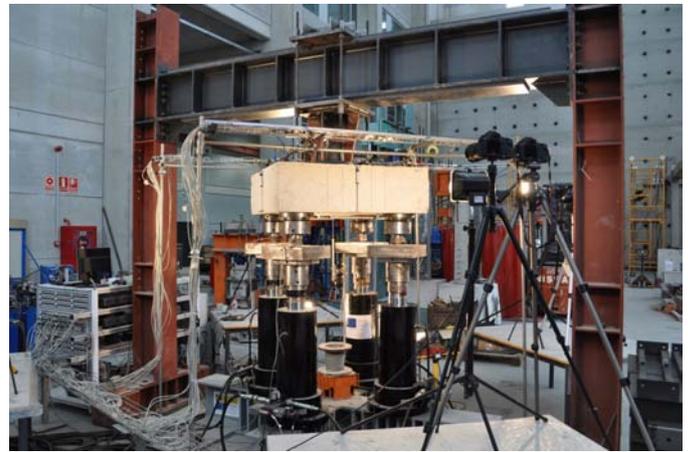
Estudio experimental, encepado, bielas y tirantes, carga excéntrica, cercos.

Experimental study, pile cap, strut and tie, eccentric load, stirrups.

El diseño de encepados de pilotes se aborda actualmente mediante modelos de bielas y tirantes tridimensionales, que permiten determinar la armadura principal a disponer, concentrada en bandas sobre los pilotes. Esta configuración resulta más eficiente que un armado distribuido obtenido por un cálculo a flexión, hecho demostrado experimentalmente por diversos autores. De todos modos, como la presencia de una armadura distribuida contribuye a reducir la fisuración en la cara inferior, algunas normativas internacionales recomiendan su colocación aunque difieren en la cuantía. Las instrucciones española (EHE-08) y brasileña (NBR 6118) prescriben la colocación de armadura secundaria vertical en cercos atando las bandas. Este armado puede contribuir al control del splitting de las bielas o bien a resistir las tracciones generadas por un posible empuje vertical entre ejes de pilotes, pero no existe verificación experimental de dichos efectos.

Para determinar la contribución del sistema de armaduras secundarias a la resistencia de los encepados, se ha llevado a cabo una extensa campaña experimental sobre 30 especímenes a escala real, enmarcado en el proyecto de investigación BIA2012-32300 financiado por el Ministerio de Economía y Competitividad. Los ensayos se dividen en 4 series: 9 encepados de tres pilotes y 9 de cuatro pilotes bajo carga centrada; 12 encepados de cuatro pilotes bajo carga excéntrica (flexión recta y esviada respectivamente). No se han encontrado hasta la fecha ensayos con carga excéntrica sobre encepados de más de dos pilotes, por lo que los resultados obtenidos constituyen una novedosa aportación. En cada serie se varía el canto de la pieza (0,25, 0,35 y 0,45 m) y la configuración de armado (armado en bandas, armado en bandas con armadura secundaria horizontal y armado en bandas con armadura secundaria horizontal y vertical).

El análisis de resultados muestra que a pesar de estar diseñados para la misma carga teórica, el incremento de canto implica un aumento de la carga última registrada, siempre por encima de la de diseño, a pesar de hallarse plastificada la armadura principal. Esto apunta a la existencia de mecanismos resistentes secundarios que no se están teniendo en cuenta, como la consideración de la resistencia a tracción del hormigón, y que en elementos tan masivos como los encepados puede tener efectos importantes. La colocación de



Configuración del ensayo con instrumentación completa

armadura secundaria horizontal y vertical mejora la capacidad de estos mecanismos alternativos y por tanto deberían ser tenidos en cuenta en la determinación de la resistencia de los encepados.

61. MODELOS MECÁNICOS PARA EL DISEÑO DE ENCEPADOS DE 3 Y 4 PILOTES SOLICITADOS POR CARGAS CENTRADAS Y EXCÉNTRICAS

MECHANICAL MODELS FOR THREE AND FOUR-PILE CAP DESIGN UNDER CENTERED AND ECCENTRIC LOADS

Lucía Miguel Tórtola. Universitat Politècnica de València. Investigador predoctoral. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. lumitor@upvnet.upv.es

Luis Pallarés Rubio. Universitat Politècnica de València. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luipalru@cst.upv.es

Pedro Miguel Sosa. Universitat Politècnica de València. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pmiguel@cst.upv.es

Encepado, carga excéntrica, diseño estructural, bielas y tirantes, punzonamiento.

Pile cap, eccentric load, structural design, strut and tie, punching.



Fabricación de especímenes; Tres configuraciones de armado monitorizadas con galgas extensométricas

El diseño de encepados de más de dos pilotes mediante modelos de bielas y tirantes (MBT) requiere la extensión de los mismos a tres dimensiones. La geometría del modelo para carga centrada es sencilla, pero la definición de zonas nodales congruentes para la comprobación de tensiones puede ser compleja y los factores de eficacia desarrollados para estados biaxiales de tensiones pueden ser inapropiados, tal y como se apunta en el fib Bulletin 61.

Partiendo de ensayos experimentales propios sobre 30 encepados de 3 y 4 pilotes bajo cargas centradas y excéntricas, se analiza la precisión del MBT tridimensional propuesto por la instrucción española EHE-08 en la predicción de la carga de rotura y el modo de fallo observados. Se detecta que estos modelos no captan la influencia de la relación vuelo-canto. Además, el efecto de la armadura secundaria horizontal y vertical (cercos) en los especímenes ensayados tampoco puede ser explicado por el modelo tradicional de bielas y tirantes. Sólo la existencia de mecanismos alternativos o complementarios a los descritos por los modelos clásicos de bielas y tirantes, que consi-

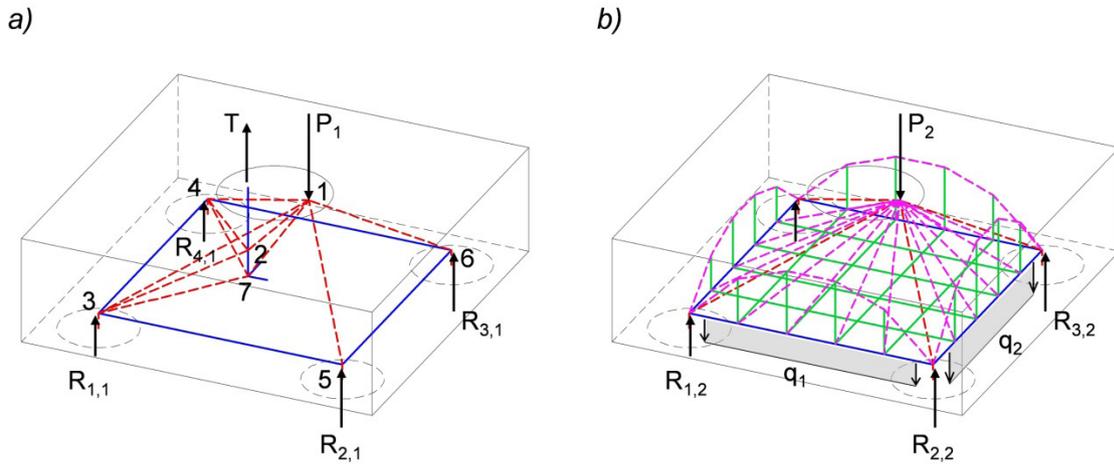


Figura 1. Propuesta de modelos de bielas y tirantes complementarios para el cálculo de encepados

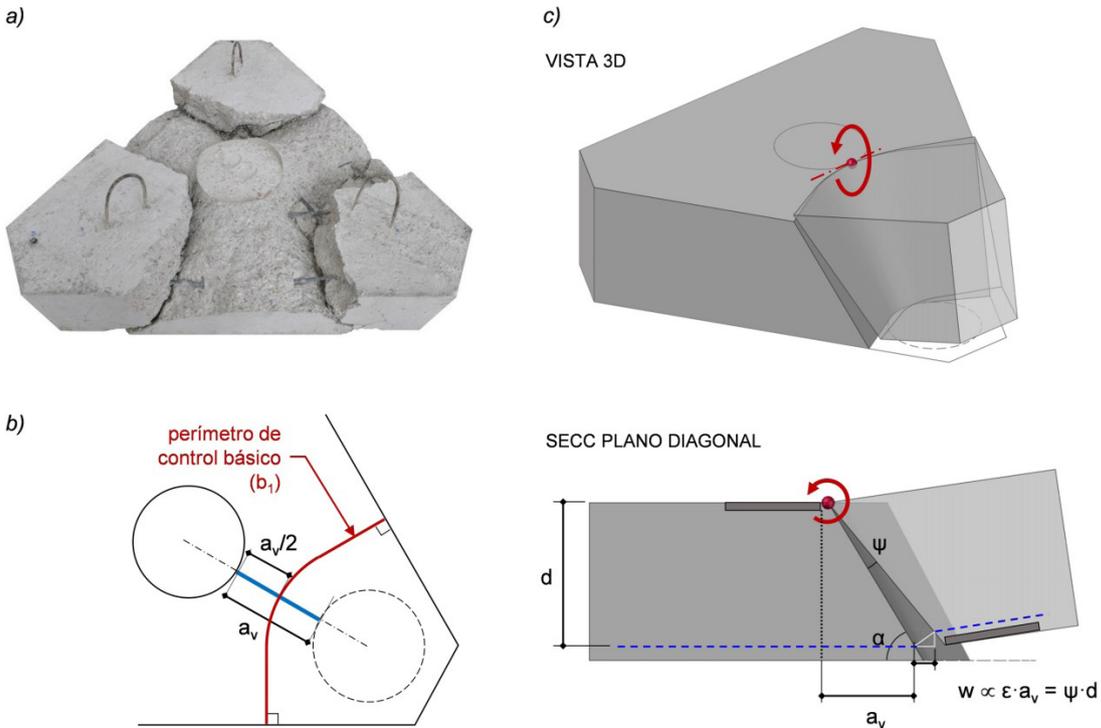


Figura 2. a) Superficie de fallo por punzonamiento; b) Perímetro control; c) Cinemática de rotura

deren la contribución del hormigón en tracción, podría explicar la mayor resistencia observada en los especímenes sobre la prevista por estos. Este campo de tensiones complejo que se genera en el encepado se simplifica en forma de modelo de bielas y tirantes complementario.

Se definen por tanto dos MBT para el análisis de encepados, el tradicional por descarga directa y el nuevo MBT que describe el flujo de compresiones hacia las bandas del encepado, que adquiere mayor importancia cuando se tienen cargas excéntricas.

Por otra parte, se complementa el cálculo por MBT de descarga directa con la formulación de punzonamiento propuesta por el Código

Modelo 2010, basado en la Teoría de la Fisura Crítica. Se adapta esta formulación al caso particular de encepados, ajustando el perímetro de control básico, el coeficiente de excentricidad y la definición de la abertura de la fisura crítica. Esta propuesta se ha validado a partir de los 30 ensayos propios y además se ha extendido a 20 ensayos de la base de datos experimental disponible.

Se obtiene así una propuesta más segura y con un coeficiente de variación menor que el determinado a partir del MBT tradicional. Con modelos de cálculo más precisos se consigue un diseño más ajustado de estos elementos o una mejor evaluación de las estructuras existentes, lo que finalmente permite reducir costes.

62. REFUERZO EXTERNO ACTIVO A CORTANTE MEDIANTE ALEACIONES CON MEMORIA DE FORMA

ACTIVE EXTERNAL SHEAR REINFORCEMENT USING SHAPE MEMORY ALLOYS

Joan Maria Rius Gibert. *Universitat de les Illes Balears. Doctorando. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. joan.rius@uib.es*
 Benito Mas Gracia. *Universitat de les Illes Balears. Graduado en Edificación. benito.mas@gmail.com*
 Carlos Ribas González. *Universitat de les Illes Balears. Profesor Doctor. Dr. Arquitecto. carlos.ribas@uib.es*
 Antoni Cladera Bohigas. *Universitat de les Illes Balears. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. antoni.cladera@uib.es*

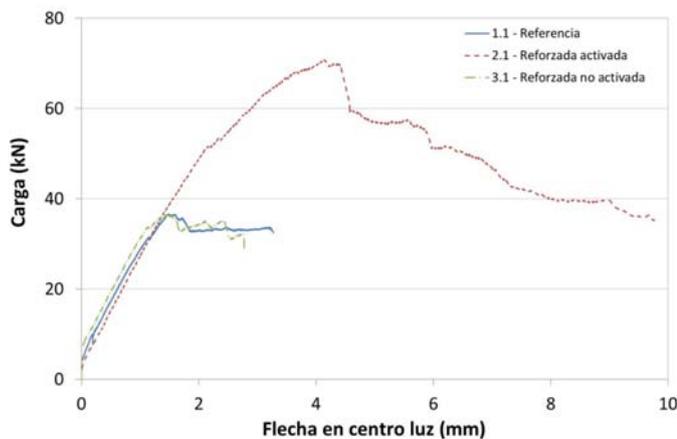
Rotura a cortante, refuerzo externo, aleaciones con memoria de forma, pretensado transversal, activación.

Shear failure, external reinforcement, shape memory alloys, transverse prestressing, activation.

La rotura a cortante de vigas de hormigón armado es frágil, produciendo generalmente roturas sin capacidad de aviso. Por esta razón, el refuerzo a cortante de estructuras existentes es frecuentemente necesario debido a la adaptación de la estructura a nuevos requisitos, ya sea, entre otros motivos, por cambio de uso o adaptación a nuevas



Rotura a cortante de viga reforzada con espirales con AMF; ramas inclinadas en cara posterior



Comportamiento carga-flecha de las tres vigas ensayadas

normativas. Las aleaciones con memoria de forma (AMF) son materiales únicos con propiedades mecánicas de gran interés para la ingeniería estructural. Una de ellas es el efecto memoria de forma, el fenómeno por el que las AMFs son capaces de volver a una forma predeterminada tras su calentamiento. Esta propiedad puede ser utilizada para pretensar estructuras de hormigón. En esta comunicación se presenta los resultados de una campaña experimental de prueba de concepto para estudiar la viabilidad de disponer una AMF de tipo Ni-Ti-Nb exteriormente a la viga, formando una espiral, como refuerzo activo de vigas críticas a cortante. Se presentarán las propiedades del material, el proceso de activación y los ensayos de las vigas a pequeña escala. En concreto, se comparará el comportamiento frente a rotura de tres vigas: una viga de referencia sin refuerzo externo, una viga reforzada con la AMF sin activación y por tanto sin efecto de pretensado transversal y una tercera viga con el refuerzo externo activado. Los resultados experimentales muestran un comportamiento prometedor de la tecnología de refuerzo propuesta.

63. SISTEMA DE AUTOTESADO PARA FORJADOS NERVADOS DE ELEVADAS PRESTACIONES-SSS®

SELF-STRESSING SYSTEM FOR HIGH PERFORMANCE RIBBED STRUCTURAL FLOORS-SSS®

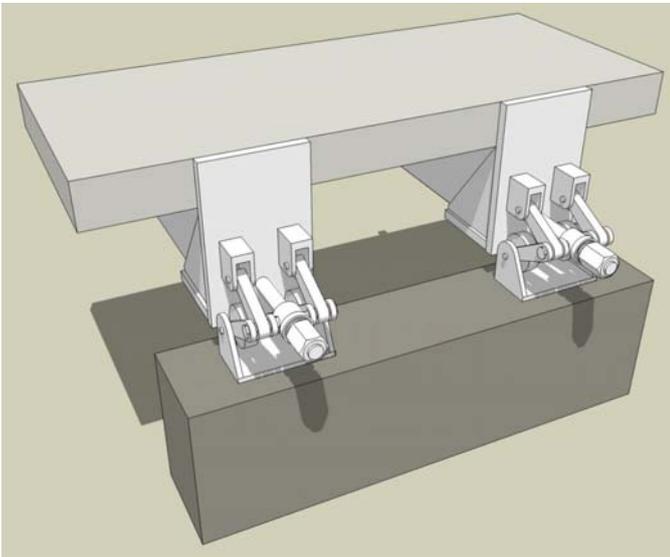
Dolores Otero Chans. *Universidade da Coruña. Profesora Contratada Dra. Draa. Arquitecta. dolores.otero.chans@udc.es*
 Javier Estévez Cimadevila. *Universidade da Coruña. Catedrático de Universidad. Dr. Arquitecto. javier@udc.es*
 Emilio Martín Gutiérrez. *Universidade da Coruña. Profesor Titular de Universidad. Dr. Arquitecto. emilio.martin@udc.es*
 Félix Suárez Riestra. *Universidade da Coruña. Profesor. Dr. Arquitecto. felix.suarez@udc.es*

Auto-tesado, forjados ligeros, grandes luces, flechas, sistemas de forjado mixtos.

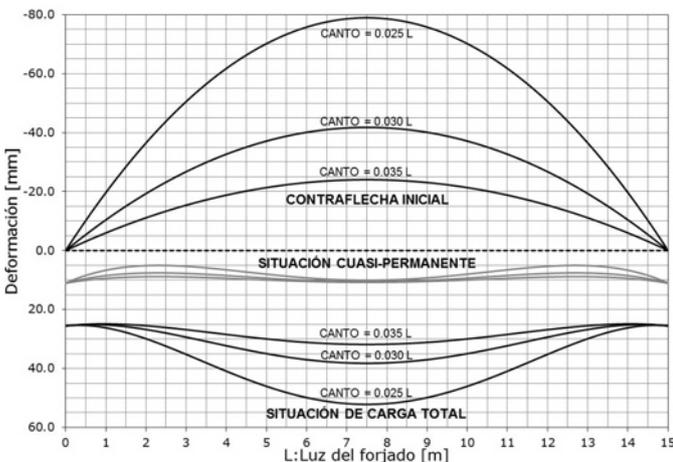
Self-stressing, lightweight floors, long-span, deflections, composite floor systems.

Se presenta un sistema de auto-tesado que posibilita, sin la necesidad de utilizar gatos hidráulicos u otra maquinaria, convertir las acciones gravitatorias que recibe el forjado en una fuerza de tesado. De este modo, el efecto de tesado generado se adapta en cada momento a la situación de carga, aumentando y disminuyendo cuando lo hacen las acciones sobre el forjado. Colocando el tendón de auto-tesado de forma excéntrica en la sección se consigue contrarrestar los efectos generados por las acciones, a través de una redistribución de la ley de momentos y, por tanto, de las tensiones generadas por la flexión, y limitar las deformaciones de las piezas.

El diseño de piezas de forjado biapoyadas de grandes luces está condicionado generalmente por el cumplimiento de las exigencias de servicio, especialmente las deformaciones. En estos casos el uso de contraflechas o pretensados previos no soluciona el problema, puesto que las cargas variables ocasionan distorsiones importantes de la pieza, lo que obliga al uso de cantos elevados como única solución para satisfacer la exigencia de integridad de los elementos constructivos. El sistema de auto-tesado presenta grandes ventajas en forjados ligeros con sobrecargas de uso elevadas, puesto que el efecto de postesado varía automáticamente con las sobrecargas actuantes en cada momento. De este modo, pueden diseñarse forjados con grandes luces y cantos reducidos que se mantienen prácticamente horizontales en situación de servicio.



Dispositivo de tipo mecánico para la materialización del sistema de auto-tesado



Deformaciones para diferentes hipótesis de carga y cantos de un forjado con sistema de auto-tesado

El sistema descrito puede materializarse con diferentes tipos de dispositivos, tanto hidráulicos como mecánicos, que se disponen en los apoyos de los nervios del forjado. Se describe el funcionamiento de un dispositivo mecánico de auto-tesado basado en la utilización de un sistema de bielas, así como los diferentes factores que influyen en su rendimiento. Para simplificar la evaluación del comportamiento no-lineal del sistema, se ha desarrollado adicionalmente una metodología de análisis numérico que permite valorar de forma sencilla las deformaciones de la solución en las diferentes situaciones de servicio, así como dimensionar los elementos necesarios para el sistema de auto-tesado.

El sistema puede implementarse en soluciones estructurales conformadas con cualquier tipo de material: madera, acero, hormigón o sistemas mixtos. Se presentan resultados de su aplicación en forjados nervados de madera y en sistemas de forjado mixtos madera-hormigón. Los resultados aportados ponen de manifiesto la elevada eficacia del sistema desarrollado.

64. CARACTERIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO EN FLEXIÓN DEL HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO SOMETIDO A IMPACTO

CHARACTERIZATION OF FLEXURAL BEHAVIOR OF STEEL FIBER-REINFORCED CONCRETE SUBJECT TO IMPACT LOADS

Gonzalo Sanz-Díez de Ulzurrun Casals. Grupo de Ingeniería Estructural UPM. Doctorando. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. g.ulzurrun@caminos.upm.es

Carlos Zanuy Sánchez. Grupo de Ingeniería Estructural UPM. Profesor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. czs@caminos.upm.es

Impacto, SFRC, resistencia dinámica, energía de fractura, velocidad de deformación.

Impact, SFRC, dynamic strength, fracture energy, strain rate.

Las cargas accidentales, causadas por catástrofes naturales o por acciones humanas deliberadas o no, están captando una atención especial, aumentando la concienciación sobre la necesidad de asegurar la seguridad estructural en dichas situaciones. Entre estas cargas pueden resultar especialmente dañinos los impactos de cuerpos rígidos a velocidades moderadas. Estas acciones dinámicas de naturaleza impulsiva están caracterizadas por: cargas máximas altas, velocidades de deformación elevadas y grandes cantidades de energía liberada. Las estructuras de hormigón son especialmente sensibles a estas acciones dinámicas, frente a las que presentan una tendencia a desarrollar una rotura de tipo frágil, por cortante o punzonamiento. Un modo interesante de mejorar la resistencia a impacto de las estructuras de hormigón es aumentar su capacidad de absorción de energía mediante la adición de fibras. Sin embargo el comportamiento dinámico del FRC no está bien definido, siendo necesaria una adecuada caracterización, para poder utilizarla debidamente al nivel estructural.

La investigación presentada en este artículo trata sobre el comportamiento a impacto del hormigón reforzado con fibras de acero (SFRC). Se ha realizado una campaña experimental en probetas prismáticas



Fibras con anclaje arrancadas y rotas en la superficie de la fisura



Vista general de ensayo de impacto en laboratorio

sin entallar, comprendiendo dos tipos de fibras (recta y con anclajes), dos dosificaciones volumétricas (0,5 y 1%), y una serie complementaria de probetas de hormigón convencional como referencia. Las probetas se ensayaron bajo condiciones cuasi-estáticas y de impacto. Para estos últimos ensayos se ha utilizado una máquina de impactos bien instrumentada, instalada recientemente en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad Politécnica de Madrid. Los resultados ex-

perimentales sugieren que la resistencia máxima y la energía de fractura de las mezclas de SFRC dependen de la velocidad de deformación, mostrando factores de incremento dinámico (DIF) mayores a tres y a unidad, respectivamente. Por un lado, parte el análisis ha demostrado que el DIF de la resistencia a flexión del SFRC es mayor que el DIF de la resistencia a tracción del hormigón convencional, y que además aumenta junto con el contenido de fibras para fibras rectas. Sin embargo, el SFRC con fibras con anclaje ha presentado un DIF un 20% más elevado para un contenido de fibras del 0,5% que con el 1%. Por otra parte, el DIF de la energía de fractura ha mostrado la máxima dependencia de la velocidad de carga en las probetas de hormigón convencional, y decrece con la adición de fibras debido a la dependencia de velocidad de carga de los mecanismos involucrados en la interacción matriz fibra.

77. LAS TIC EN LA ENSEÑANZA DE ESTRUCTURAS: UNA EXPERIENCIA DOCENTE EN LA ETSAM

ICT IN STRUCTURES TEACHING: A CASE STUDY AT THE ETSAM

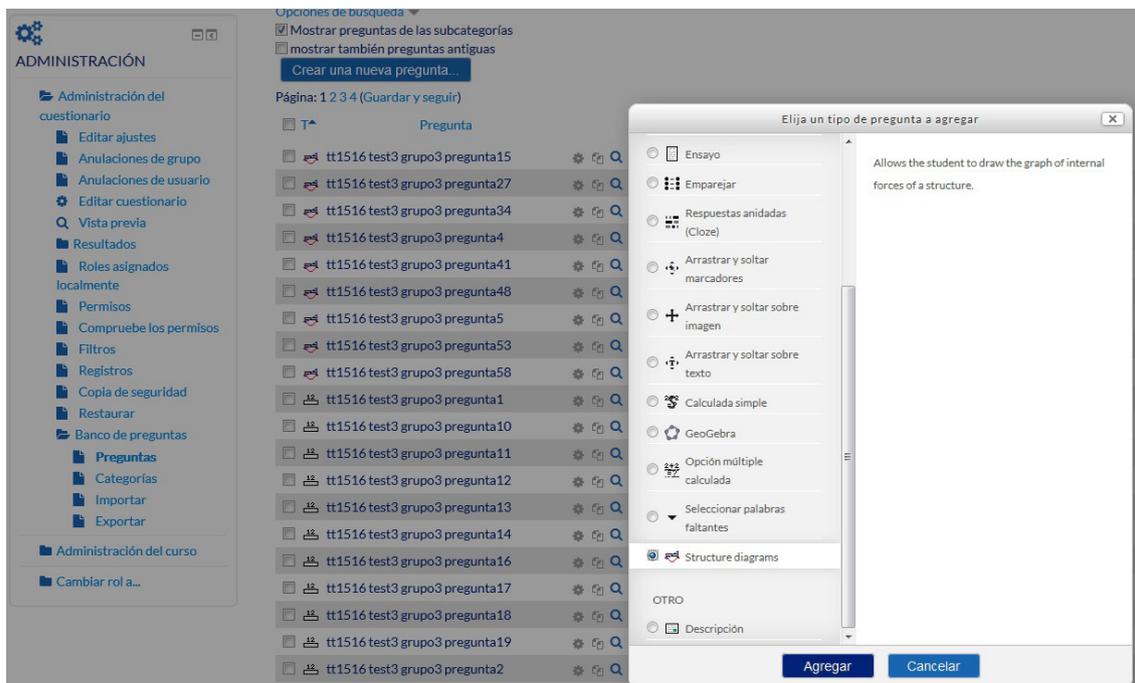
Antonio Aznar López. Universidad Politécnica de Madrid. Profesor Ayudante Doctor. Dr. en Arquitectura. antonio.aznar@upm.es
 José I. Hernando García. Universidad Politécnica de Madrid. Profesor Titular. Dr. en Arquitectura. josegnacio.hernando@upm.es

TIC, estructuras, enseñanza, innovación educativa.

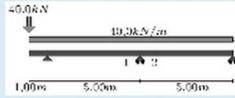
ICT, structure, learning, educational innovation.

INTRODUCCIÓN

Si la trascendencia social de las estructuras es manifiesta, no puede serlo menos su enseñanza. Es incuestionable que el advenimiento de la informática ha supuesto una revolución cualitativa en la construc-



Menú para añadir nuevas preguntas Diagrams

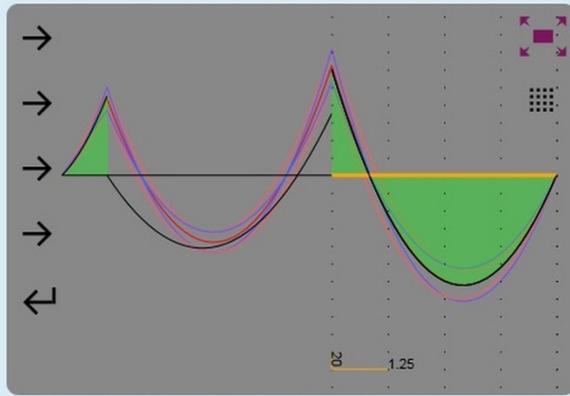


Perfil metálico continuo IPE330[S275] apoyado en soportes empesillados. Sustenta un forjado cuyas reacciones se asimilan a una carga uniformemente repartida. Desarrollo del análisis plástico indistintamente por el método estático o cinemático para las acciones mayoradas con $\gamma_f = 1.45$. Valor de M_p

Respuesta:

Diagrama de momentos flectores

Answer:



Ejemplo de pregunta tipo Diagrams

ción de las estructuras, en su análisis, cálculo, dimensionado, peritaje, etc., en suma, en el saber sobre las estructuras. Por su parte, en todos los ámbitos de la enseñanza (universitaria, preuniversitaria, básica) no deja de citarse de la revolución que las Tecnologías de la Información y la Comunicación (TIC) están suponiendo. En este contexto cabría pensar en una diferencia cualitativa entre el modo de enseñar estructuras a fines del siglo pasado y el momento actual: nada más lejos de la realidad.

En las aulas universitarias no es difícil encontrar ejercicios que realizaron como alumnos, en el siglo XX, los profesores noveles.

El uso de las TIC en la enseñanza de estructuras en la ETSAM ha seguido dos tendencias. La primera basada en facilitar una comunicación con los alumnos de forma continua (fomentando una tutoría sin horarios que, sin duda, mejorar el aprendizaje, aunque puede llegar a generar una dependencia del alumno con el tutor). La segunda trata de facilitar la evaluación, la autoevaluación y el aprendizaje autónomo, mediante el uso de cuestionarios comunes a la enseñanza de cualquier otra disciplina. No resulta difícil extender estas experiencias para fomentar el autoaprendizaje.

EXPERIENCIA DOCENTE EN LA ETSAM

Se expondrá una experiencia docente realizada en la ETSAM, en la que se ha desarrollado una metodología propia que permite comprobar tanto cualitativa como cuantitativamente los diagramas de esfuerzos de estructuras de edificación. Experiencia que busca fomentar el cambio cualitativo en el uso de las TIC, aún pendiente, en la enseñanza de las estructuras y que cuando se produzca superará sin duda estos primeros intentos.

79. PROPUESTA DE UNIÓN VIGA-PILAR MEDIANTE PERNOS CONECTORES: MEF Y ENSAYOS EXPERIMENTALES

A PROPOSAL OF A BEAM-TO-COLUMN CONNECTION USING SHEAR STUDS: FEM AND EXPERIMENTS

Antonio Aznar López. Universidad Politécnica de Madrid. Profesor Ayudante Doctor. Dr. en Arquitectura. antonio.aznar@upm.es
 José I. Hernando García. Universidad Politécnica de Madrid. Profesor Titular. Dr. en Arquitectura. joseignacio.hernando@upm.es
 Jesús Ortiz Herrera. Universidad Politécnica de Madrid. Catedrático de Universidad. Dr. en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. jesusmaria.ortiz@upm.es
 Jaime Cervera Bravo. Universidad Politécnica de Madrid. Catedrático de Universidad. Dr. en Arquitectura. jaimе.cervera@upm.es

Unión viga-pilar, perno conector, estructuras.

Beam-to-column conection, shear stud, structures.

RESUMEN

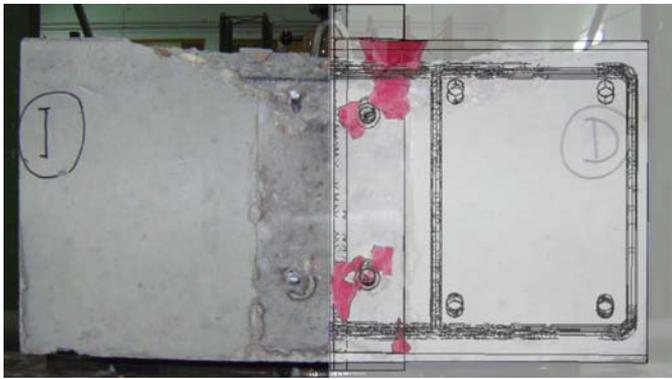
El objetivo principal de este trabajo consiste en proponer una alternativa más económica y viable como solución de unión entre forjados de hormigón y pilares metálicos, principalmente destinados a estructuras de edificación.

INTRODUCCIÓN

La solución que se propone en este trabajo consiste en un grupo de pernos conectores, destinados a transferir las solicitaciones desde las vigas de hormigón hasta los pilares metálicos.



Instrumentación del apoyo en el ensayo experimental de la unión



Comparación cualitativa entre los resultados numéricos y experimentales

Los pernos conectores (tipo Nelson o Köco) aportan numerosas ventajas dentro del campo de las estructuras; entre ellas se destaca los excelentes niveles de seguridad de sus soldaduras.

DISEÑO DE UNIÓN

El diseño de unión propuesto en este trabajo consiste en una unión primaria, capaz de transmitir las solicitaciones desde las vigas de hormigón hasta los pilares metálicos.

Cabe destacar que este diseño de unión es válido tanto para forjados de hormigón como para losas. Además, aporta numerosas ventajas respecto a las uniones habituales, entre las que se destaca la sencillez, la posibilidad de industrialización, la seguridad y la alta capacidad de transmisión de cortante, comparada con las uniones convencionales.

Actualmente, el tipo de uniones que se utiliza en estos casos son las formadas por perfiles metálicos UPN soldados en crucetas a los pilares. Esta tipología requiere una exhaustiva labor de control y supervisión esenciales para poder asegurar los niveles de seguridad requeridos. Por ello, una de sus principales desventajas es su relación coste-seguridad.

ANÁLISIS POR ELEMENTOS FINITOS

Este trabajo resume los modelos de uniones mediante pernos conectores que han sido analizados mediante simulaciones por elementos finitos en tres dimensiones.

Los resultados obtenidos, tales como las distribuciones de esfuerzos entre los diferentes elementos, la progresión de la deformación, diferentes modos de colapso, la capacidad máxima de carga y la progresión de la fisuración del hormigón han sido analizados en este trabajo.

ENSAYOS DE LABORATORIO

Se ha fabricado una serie de uniones entre vigas de hormigón y pilares metálicos a escala 1:1 para su posterior ensayo en laboratorio. En la figura 1 se puede observar una de las uniones fabricadas durante su ensayo. Se han obtenido experimentalmente la resistencia del diseño de unión propuesto, junto con su modo de rotura, patrón de fisuración, etc.

RESULTADOS

Finalmente, los resultados obtenidos mediante Elementos Finitos, incluidos los patrones de fisuración, han sido comparados con ensayos experimentales realizados a escala real hasta la rotura.

La figura 2 muestra la comparación de resultados experimentales con los obtenidos mediante elementos finitos.

80. HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE CON FIBRAS PARA PREMOLDEADOS

SELF-COMPACTING CONCRETE WITH FIBERS FOR PRECAST

Gemma Rodríguez de Sensale. Universidad de la República, UDELAR. Profesora Titular. Dra. en Ingeniería Civil, Arquitecta. gemma@fing.edu.uy

María Esther Fernández Iglesias. Universidad de la República. Profesora Agregada. Dra. Arquitecta. mefernandez@fadu.edu.uy

Luis Segura Castillo. Universidad de la República. Profesor Adjunto. Dr. Ingeniero Civil. lsegura@fing.edu.uy

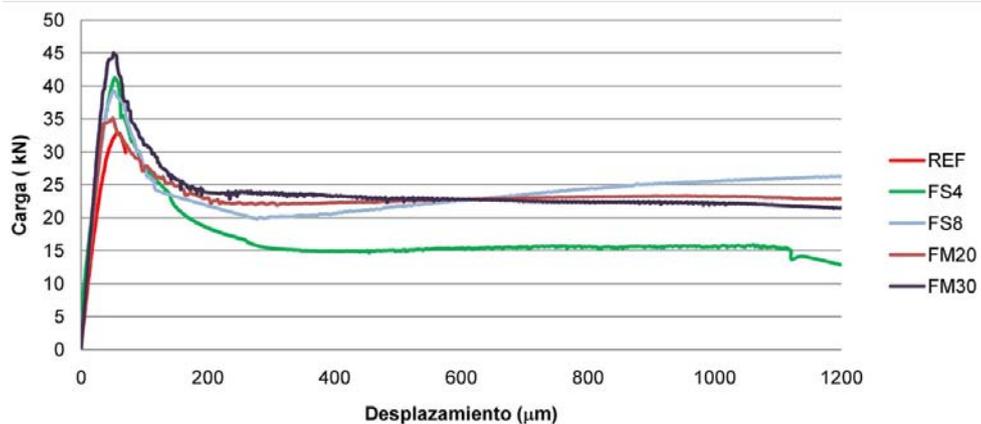
Iliana Rodríguez Viacava. Universidad de la República. Asistente. Arquitecta. rodriguez.iliana@gmail.com

Rosana Rolfi Netto. Universidad de la República. Asistente. Arquitecta. rrolfi@fing.edu.uy

Hormigón autocompactante, fibras estructurales, propiedades, hormigones especiales.

Self-compacting concrete, structural fibers, properties, special concretes.

Experiencia internacional en premoldeados ha demostrado ventajas empleando nuevos hormigones en lugar del convencional. En Uruguay, las mayores experiencias en premoldeados se basan en la prefabricación pesada con hormigón convencional, cuyo desempeño es variable,



Resistencia a flexión por tracción (UNE 83510, 2004): Diagrama carga-desplazamiento



Resistencia a flexión por tracción (UNE 83510, 2004)

por lo que se ha empezado a usar hormigón autocompactante (HAC). Por ello el objetivo del Proyecto ANII FMV_2014_104566 "Aplicación de nuevos hormigones para premoldeados" es mejorar prestaciones y procesos industriales de elementos premoldeados existentes, mediante la aplicación de nuevos hormigones. De allí el estudio de la aplicación de hormigones autocompactantes con fibras (HACRF), estudiando dos niveles (el material en sí y prototipos).

El trabajo presenta parte de los resultados obtenidos relativos al material en sí. Como referencia se tomó un hormigón autocompactante (HAC) usado en premoldeados locales. En el programa experimental las variables analizadas fueron el tipo de fibras estructurales (dos; metálicas y sintéticas) y su cuantía (se emplearon dos cuantías diferentes para cada tipo de fibra). Se estudiaron propiedades de los hormigones en estado fresco y endurecido (resistencia a compresión, a tracción por flexión, tenacidad, módulo de elasticidad), y aspectos de durabilidad relativos a permeabilidad al aire por el método Torrent y resistencia a penetración de ión cloruro).

En estado fresco, la incorporación de fibras influye significativamente en la reología; dependiendo el comportamiento del contenido y tipo de fibras.

En estado endurecido el empleo de fibras influye significativamente en las propiedades relacionadas con la resistencia mecánica, mejorando la resistencia a compresión y a tracción, en relación al hormigón de referencia sin fibras (HAC).

En relación al módulo de elasticidad si bien se observa que la incorporación de fibras aumenta el valor del módulo de elasticidad del HAC, los resultados obtenidos no difieren significativamente entre sí.

En relación a los resultados de permeabilidad al aire por el método Torrent y resistencia a la penetración de cloruros todas las probetas dieron resultados similares perteneciendo a la misma categoría para el ensayo respectivo.

88. RESISTENCIA A CORTANTE DEL HORMIGÓN PROYECTADO

SHEAR STRENGTH OF SPRAYED CONCRETE

Tomás García Vicente. Universitat Politècnica de Catalunya. Director del Laboratorio. Ingeniero Industrial. tomas.garcia@upc.edu

Ana Blanco Álvarez. Universitat Politècnica de Catalunya. Investigadora posdoctoral. Doctora, Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. ana.blanco@upc.edu

Sergio H. Pialarissi Cavalaro. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesor Agregado. Doctor, Ingeniero Civil. sergio.pialarissi@upc.edu

Cortante, hormigón proyectado, ensayo Luong, corte directo.

Shear, sprayed concrete, Luong test, direct shear.

El hormigón proyectado es un material ampliamente extendido y aplicado en construcción subterránea, estabilización de taludes y construcción de cúpulas, fachadas y depósitos. No obstante, no se ha estudiado en detalle su comportamiento en condiciones controladas en laboratorio debido a la dificultad de simular en laboratorio las condiciones de producción en la práctica. Una de las propiedades del hormigón proyectado en las que es preciso ahondar es el comportamiento frente a cortante, especialmente en elementos sujetos a cargas sísmicas o en zonas con anclajes. En estos casos, el comportamiento frente a cortante del hormigón proyectado es clave para las verificaciones frente a estado límite último, así como frente a la fallo parcial o colapso de la estructura.

El presente estudio se centra en la evaluación del comportamiento frente a cortante del hormigón proyectado en condiciones controladas en laboratorio. Para ello, es necesario seleccionar el ensayo de cortante más adecuado entre los disponibles en la literatura técnica. Entre los diversos ensayos disponibles se selecciona el ensayo de corte directo Luong (fig. 1) concebido originalmente para hormigón convencional y rocas. Los principales motivos para su selección son la simplicidad en ejecución y su compatibilidad para ensayar testigos extraídos de elementos proyectados.

La validación del ensayo para su aplicación en hormigón proyectado se realiza en dos etapas. En primer lugar, se evalúan algunos parámetros



Figura 1. Configuración del ensayo y área resistente de la probeta

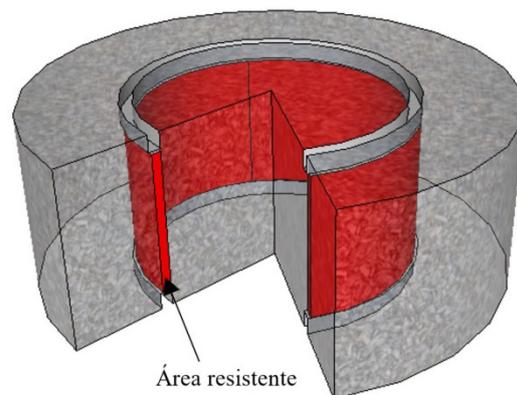




Figura 2. *Proyectado durante la campaña experimental*

propios del ensayo con hormigón convencional vertido. Posteriormente, se realiza una campaña experimental con hormigón proyectado y diferentes acelerantes de fraguado para analizar la influencia de la distancia desde el sustrato, la porosidad y la humedad (fig. 2).

Los resultados obtenidos en la campaña experimental validan el ensayo Luong para su aplicación a hormigón proyectado en términos de tipología de ensayo y dimensiones. Asimismo, durante el estudio se han identificado parámetros clave relativos a la configuración del ensayo como la distribución de la carga y el diámetro de la entalla. La comparación de los resultados de hormigón proyectado con los del hormigón convencional han permitido ahondar en las diferencias esperadas en el comportamiento frente a cortante.

114. CONCENTRACIÓN UMBRAL DE CLORUROS QUE PROVOCA LA DESPASIVACIÓN DE ARMADURAS DE ACERO INOXIDABLE AUSTENÍTICO Y DÚPLEX

CHLORIDE THRESHOLD CONCENTRATION CAUSING DEPASSIVATION OF AUSTENITIC AND DUPLEX REINFORCEMENT STAINLESS STEEL

Alicia Pachón Montaño. IETcc-CSIC. Titulada Superior. Licenciada en Ciencias Químicas. apachon@ietcc.csic.es

Javier Sánchez Montero. IETcc-CSIC. Científico Titular. Dr. Ingeniero Químico. javier.sanchez@csic.es

Carmen Andrade Perdrix. IETcc-CSIC. Profesora de Investigación. Dra. Ingeniera Industrial. andrade@ietcc.csic.es

José Fullea García. IETcc-CSIC. Científico Titular. Dr. Ciencias Químicas. fullea@ietcc.csic.es

Victoria Matres Serrano. Acerinox Europa S.A.U. Departamento Técnico. Dra. Ciencias Químicas. victoria.matres@acerinox.com

Corrosión, límite de cloruros, acero inoxidable, armaduras.

Corrosion, chloride threshold, stainless steel, rebar.

Probability	Stainless Steel grades					Black carbon
	2001	AISI-304-L	2304	AISI-316-L	2205	
50%	0.65	1.66	1.45	3.86	9.5	0.6
10%	0.37	0.77	0.55	2.13	3.17	0.45

Valores de umbral de cloruros para diferentes grados de acero inoxidable

La elevada resistencia a la corrosión de los aceros inoxidables ha dado lugar al interés por su utilización como acero corrugado de refuerzo. Existen distintos grados de aceros inoxidables con diferentes comportamientos frente a la corrosión por cloruros.

Los límites críticos para despasivar por cloruros las armaduras de los distintos grados de aceros inoxidables no se encuentran establecidos en ninguna normativa. Por otra parte los resultados de otras investigaciones proporcionan evaluaciones muy generales. En este trabajo se analizan cinco de los tipos de aceros inoxidables más utilizados en la actualidad: dos calidades clásicas de austenítico EN 1.4307 (AISI 304-L) y EN 1.4404 (AISI 316-L); y tres aceros dúplex EN 1.4362 (2304), EN 1.4482 (2001) y EN 1.4462 (2205).

Para determinar la resistencia a la corrosión de las armaduras inoxidables se aplica el método de integral acelerado según la norma UNE-EN 83992-2. Dicha norma se ha modificado para evitar la polarización de la barra de acero inoxidable. Los resultados proporcionan una relación entre la concentración de cloruros a la altura de la armadura y la velocidad de corrosión. A partir de estos resultados se puede obtener la concentración crítica de cloruros que produce la corrosión de la armadura para una probabilidad del 10 y del 50%, y también la ley que relaciona la velocidad de corrosión con la cantidad de cloruros.

117. EVALUACIÓN DE LOS MODELOS EXISTENTES PARA DETERMINAR LA CONTRIBUCIÓN DE LOS REFUERZOS EXTERNOS A CORTANTE CON LAMINADOS FRP

ASSESSMENT OF THE EXISTING MODELS TO EVALUATE THE SHEAR STRENGTH CONTRIBUTION OF EXTERNALLY BONDED FRP REINFORCEMENTS

Eva Oller Ibars. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesora Agregada.

Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. eva.oller@upc.edu

Renata Kotynia. Lodz University of Technology. Professor. Phd. Civil Engineering. renata.kotynia@p.lodz.pl

Antonio Marí Bernat. Universitat Politècnica de Catalunya. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

antonio.mari@upc.edu

Monika Kaszubska. Lodz University of Technology. PhD. student. Civil Engineer. monika.dymecka@p.lodz.pl

FRP, resistencia a cortante, modelos analíticos, refuerzo exterior, desprendimiento prematuro.

FRP, shear strength, analytical models, externally bonded reinforcement, debonding.



Figura 1. Desprendimiento prematuro del refuerzo externo a cortante con PRF

Actualmente, existe todavía una falta de consenso a nivel mundial sobre la evaluación de la contribución a la resistencia a cortante de los refuerzos externos con polímeros reforzados con fibras (PRF), en elementos reforzados a cortante mediante esta técnica. Esto es debido a la confluencia de varios factores: a) complejidad del fenómeno de cortante; b) desprendimiento del refuerzo externo para algunas configuraciones y su predicción (fig. 1); c) el comportamiento elástico lineal del PRF(no plastifica); y d) la interacción entre el hormigón, la armadura transversal interna si es que existe, la armadura longitudinal y el refuerzo exterior con PRF.

Las recomendaciones existentes proporcionan expresiones para evaluar la contribución del PRF a la resistencia a cortante (V_f) que son similares a la contribución de la armadura pasiva transversal (V_s), puesto que la mayor parte se basan en la analogía de la celosía. La principal diferencia con la armadura transversal radica en que el PRF no plastifica en rotura. Los distintos modelos definen la tensión en el PRF en rotura en función de su configuración, teniendo en cuenta el posible desprendimiento del refuerzo para configuraciones en forma de U o cuando el PRF está únicamente adherido en el alma o el fallo por rotura de las fibras en el canto redondeado de la sección para refuerzos que envuelven completamente la sección.

En este artículo se presenta un análisis comparativo de las formulaciones existentes para evaluar la contribución del FRP a la resistencia a cortante mediante el uso de una extensa base de datos de 275 ensayos experimentales con y sin armadura transversal y con diferentes configuraciones del refuerzo exterior con FRP.

124. EL USO DE LAS BARRAS ANCLADAS MEDIANTE PLACA EN LA CONSTRUCCIÓN

USE OF HEADED REINFORCEMENT BARS IN CONSTRUCTION

Francesco Marchetto. Universidad Politécnica de Madrid. Miembro Grupo Investigación Hormigón Estructural. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. francisco83pv@gmail.com
 Alejandro Pérez Caldentey. Universidad Politécnica de Madrid (UPM). Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. apc@fhcor.es
 Hugo Corres Peiretti. Universidad Politécnica de Madrid (UPM). Catedrático. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. hcp@fhcor.es

Barras ancladas mediante placa, modelos teóricos, detalles de armado, ensayos en ELU, nudos de esquina.

Plate anchored reinforcement, theoretical model, detailing, ULS testing, corner joints.

Con el objetivo de reducir costes, acortar plazos y mejorar la calidad y sostenibilidad de realizaciones en hormigón estructural, material de construcción por excelencia de nuestro tiempo, es preciso tener especial cuidado en fases cruciales del proyecto y de la ejecución, entre ellas la concepción de la estructura y su cálculo: otro aspecto no me-

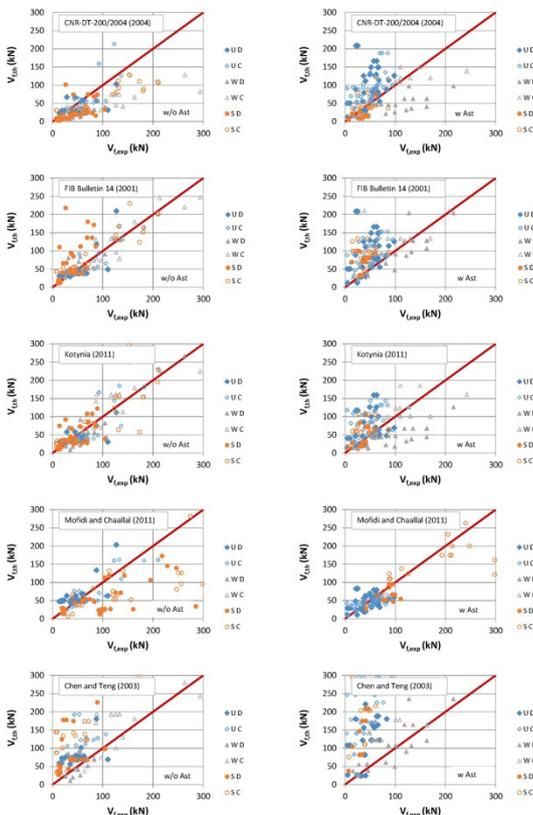


Figura 2. Cortante último experimental vs. Cortante último teórico para diferentes formulaciones



Barras ancladas mediante placas, soldadas por fricción: en segundo plano, las barras de cortante



Una de las probetas ensayadas en su configuración final, después de alcanzar la carga de rotura

nos importante por su trascendencia es el correcto diseño y ejecución de los planes de armado y de los detalles constructivos.

La ferralla, nombre con que el que se designa el conjunto de armaduras, montado y dispuesto según los planos, requiere un cierto grado de industrialización, y constituye alrededor de un tercio del precio del metro cúbico de hormigón armado colocado en obra. Las soluciones mejores suelen comportar un menor número de manipulaciones y conllevan un elevado grado de industrialización, sinónimo de calidad y seguridad en la obra.

En esta comunicación se analiza en detalle los anclajes mediante placa, que potencialmente pueden sustituir los comunes anclajes por gancho o patilla mejorando la limpieza de los detalles constructivos y permitiendo un montaje más rápido, más flexible y por ende más económico. Se presenta el estado del arte y una reseña de aplicaciones típicas en la que podría plantearse una solución de este tipo, seguida de algunos ejemplos de aplicaciones específicas surgidas en proyectos reales.

Dada la ausencia de una formulación teórica rigurosa que proporcione las dimensiones de la placa de diseño, se propone una ecuación para el cálculo de la capacidad del anclaje basada en la resistencia del hormigón frente a cargas concentradas, extendida a casos en los que no se haya dispuesto armadura de difusión, y se analiza su correlación con los resultados experimentales disponibles en literatura. Asimismo, el método propuesto puede extenderse a los casos en que se disponga de una cierta longitud de anclaje: para ello, se realizan ensayos numéricos con un programa para análisis no lineales de elementos finitos específico para el hormigón armado.

Se concluye con la descripción de ocho ensayos sobre nudos de esquina armados para momentos negativos, realizados en el Laboratorio de Estructuras de la Escuela de Caminos de la Universidad Politécnica de Madrid, que tienen como objetivo comprobar si el diseño de placas tal como se ha establecido es adecuado y si un elemento armado con barras ancladas es equivalente a otro con un detalle de armado tradicional.

127. LFDY: RIESGOS ACEPTABLES PARA LAS PERSONAS EN CONDICIONES DE USO TEMPORAL

LFDY: ACCEPTABLE LIFE SAFETY RISK UNDER TEMPORARY USE CONDITIONS

Peter Tanner Furrer. IETcc-CSIC. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MSc ETH, Zürich; Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. tannerp@ietcc.csic.es

Ramon Hingorani Wollersheim. IETcc-CSIC. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MSc RWTH, Aachen; Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. hingorani@ietcc.csic.es

Estructuras temporales, incertidumbres, colapso, tasa de mortalidad estadística, riesgo admisible.

Temporary structures, uncertainties, collapse, statistical fatality rate, acceptable risk.

En el presente estudio se aborda el reto de establecer riesgos admisibles e índices de fiabilidad requeridos para estructuras sometidas a unas condiciones de uso temporales. Los criterios de aceptación de los riesgos para las personas asociados con las estructuras de edificación, inferidos en estudios anteriores, se ajustan para las circunstancias específicas a las que se exponen los usuarios en edificios o instalaciones temporales. A estos efectos, se adopta el principio de mantener constante el nivel de riesgo por unidad de tiempo, asociado con las estructuras de los edificios permanentes. El ajuste está basado en la tasa de mortalidad estadística, una métrica de riesgo para las personas recientemente propuesta, que permite comparar de manera consistente los riesgos asociados con diferentes tecnologías y actividades sociales. Se deduce que, para un uso temporal de edificios o instalaciones, los índices de fiabilidad requeridos pueden superar considerablemente los obtenidos para estructuras permanentes.

132. DESARROLLO DE UN AMORTIGUADOR PARA TIRANTES DE PUENTE

DEVELOPMENT OF A DAMPER FOR STAY CABLES

Enrique Martí Bandrés. Mekano4, S.A. Responsable de Cálculo e Ingeniería. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. emarti@mekano4.com

Mariela Cordero Verge. Mekano4, S.A. Responsable de I+D. Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. mccordero@mekano4.com

Raimon Rucabado Jiménez. Mekano4, S.A. Director de Proyectos Especiales. Ingeniero Civil. rucabado@mekano4.com

Rafael de la Sotilla Clarasó. Mekano4, S.A. Director General. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. rsotilla@mekano4.com

Tirante, amortiguador, puente atirantado, dinámica de estructuras, vibración.

Cable stay, damper, cable stayed bridge, structural dynamics, vibration.

Los tirantes de puente son elementos estructurales que por su gran esbeltez y su baja rigidez a flexión son propensos a experimentar vibraciones transversales. Estas vibraciones son provocadas por agentes externos, siendo el agente más problemático la combinación de lluvia y viento. La naturaleza cíclica de esta excitación externa junto con el bajo amortiguamiento intrínseco con el que los tirantes cuentan, hacen que estas vibraciones lleguen en ocasiones a entrar en resonancia. Una oscilación constante puede llegar a ser un problema si este movimiento llega a las cuñas del anclaje. Por este motivo, a partir de determinada longitud de tirante, se recomienda tomar medidas para aumentar el amortiguamiento de los tirantes y así mantener a raya a estas vibraciones potencialmente dañinas. Una solución muy adoptada es

incorporar un amortiguador externo anclado transversalmente al tirante.

En el artículo se presentan los últimos desarrollos y realizaciones que MK4 ha llevado a cabo en materia de sistemas de amortiguamiento para tirantes de puente.

En primer lugar, se presenta la metodología que se ha desarrollado para seleccionar las características del amortiguador que maximice el amortiguamiento del conjunto. Esta metodología cuenta de dos etapas: una primera etapa de pre-dimensionado mediante un modelo matemático simplificado y una segunda etapa exploratoria mediante un modelo en elementos finitos.

La etapa inicial de pre-dimensionado se basa en una solución analítica de las ecuaciones diferenciales en derivadas parciales planteadas en un modelo simplificado de un tirante con amortiguador. Esta solución analítica permite a partir de pocos parámetros decidir la posición del amortiguador, así como las características del mismo para que el conjunto tirante-amortiguador cumpla con los requisitos del proyecto. En la figura 1 se muestran las curvas de amortiguamiento modal calculadas con este modelo en las que se relaciona el coeficiente del amortiguador con el amortiguamiento modal del tirante con amortiguador.

Le segunda etapa de dimensionado de tirantes consiste en simulaciones mediante un programa de elementos finitos para modelizar el conjunto tirante-amortiguador. Este modelo permite tener en cuenta la geometría real y la no-uniformidad de la estructura, así como incorporar parámetros que en el modelo matemático se omiten, comportamientos no-lineales, etc.

Curva del Amortiguamiento Modal. Caso Particular
Puente Albertkanaal. Tirante 18. Modos 1-5

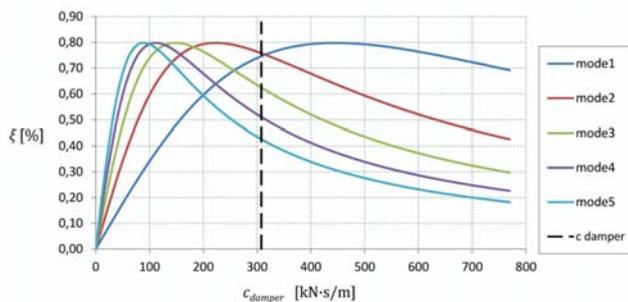


Figura 1. Curvas de amortiguamiento modal

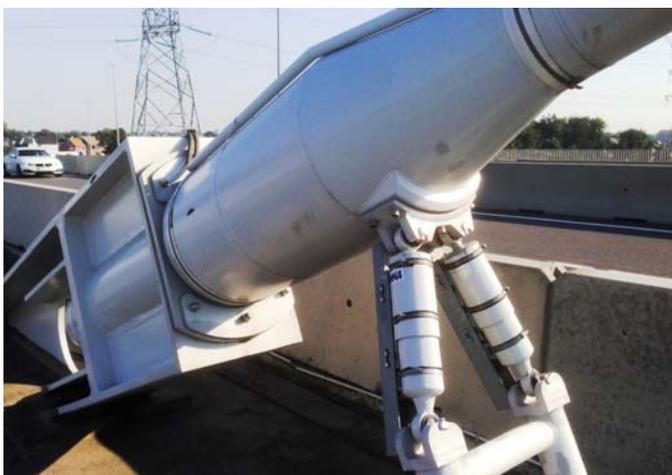


Figura 2. Amortiguador de tirante con sensor de desplazamiento

Finalmente se exponen las últimas realizaciones de MK4 de este campo. El último proyecto de puente atiranteado en el que se han instalado amortiguadores (fig. 2) y donde se ha podido observar su comportamiento con los resultados de la monitorización.

136. ANÁLISIS DE MÁSTILES ATIRANTADOS MEDIANTE LAS FUNCIONES DE ESTABILIDAD

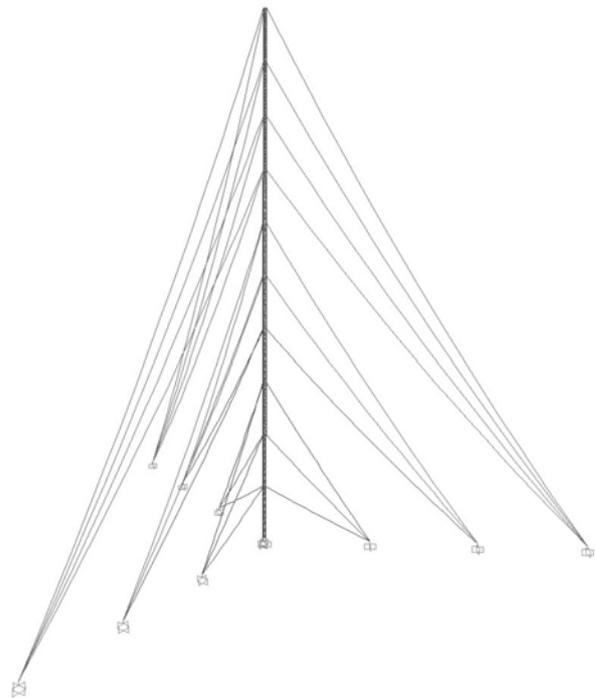
ANALYSIS OF GUYED MAST BY THE STABILITY FUNCTIONS

*Pablo Martín Páez Gus. Facultad de Ingeniería, UDELR, Uruguay.
Profesor Asistente. Máster, Ingeniero Civil. ppaez@fing.edu.uy
Berardi Sensale Cozzano. Facultad de Ingeniería, UDELR, Uruguay.
Profesor Titular. Dr. Ingeniero Civil. sensale@fing.edu.uy*

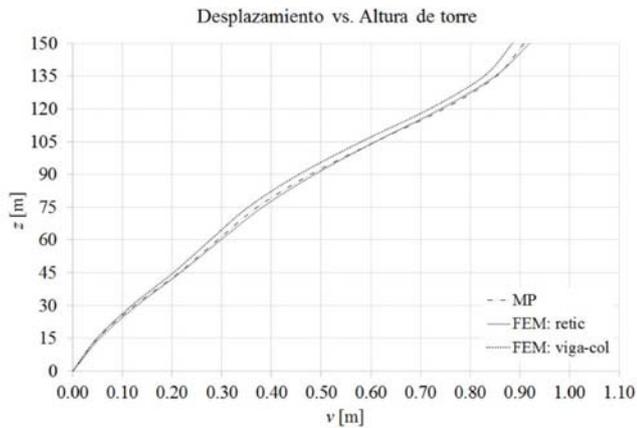
Mástiles atirantados, funciones de estabilidad, análisis de segundo orden, carga crítica de pandeo.

Guyed towers, stability functions, second order analysis, elastic critical buckling load, geometric nonlinearity.

En este trabajo se desarrolla una nueva formulación, basada en el método de la viga - columna, para el análisis de mástiles atirantados. El método propone el cálculo de las deformaciones producidas por los efectos de segundo orden a partir de las funciones de estabilidad. A tales efectos la torre se modela como una viga - columna equivalente, continua, sobre apoyos elásticos no - lineales, cuyas rigideces axial, flexional, de corte y torsional se calculan según sea el patrón de construcción de la torre. Los cables son reemplazados por apoyos elásticos no - lineales cuya constante elástica se obtiene a partir de la utilización de módulo de elasticidad secante de los cables. A los



Mástiles atirantados, funciones de estabilidad, análisis de segundo orden, carga crítica de pandeo



Curva desplazamiento lateral vs. altura de la torre para el MP y para los modelos mediante elementos

efectos de validar el método propuesto se realiza un estudio comparativo analizando un mástil atirantado de 150 metros de altura mediante el método de los elementos finitos con el programa comercial SAP 2000. Como principales conclusiones mencionaremos que se observan diferencias poco significativas entre los resultados obtenidos con el método propuesto y los obtenidos mediante el método de elementos finitos y como principales ventajas que el método es muy fácil de programar incluso a partir de la utilización de planillas electrónicas.

139. ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE NORMAS: ACCIÓN DEL VIENTO LONGITUDINAL SOBRE LAS ESTRUCTURAS

COMPARATIVE STUDY AMONG STANDARDS: THE ALONG-WIND LOAD EFFECT ON STRUCTURES

Pablo Martín Páez Gus. Facultad de Ingeniería, UDELAR, Uruguay. Profesor Asistente. Máster, Ingeniero Civil. ppaez@fing.edu.uy
Atilio Morquiu Dovat. Facultad de Ingeniería, UDELAR, Uruguay. Profesor Titular. Dr. Ingeniero Civil. atilio@fing.edu.uy

Velocidad del viento, Carga de viento, Códigos de edificación, Dinámica.

Wind velocity, Wind load, Building codes, Dynamics.

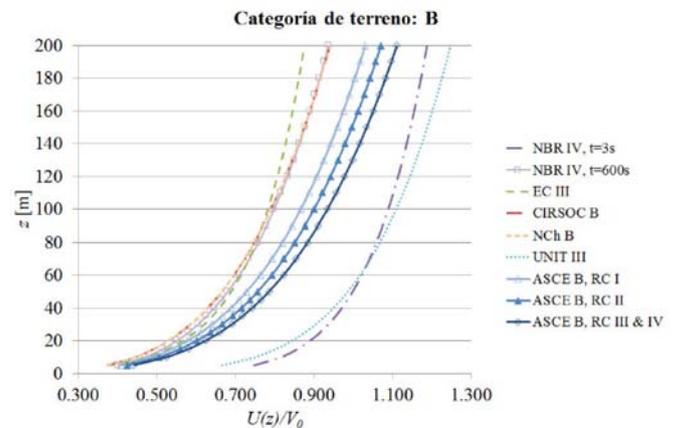
La tendencia a nivel mundial es la construcción de estructuras edilicias cada vez más altas, lo que sumado a las nuevas tecnologías de los materiales permiten construcciones más esbeltas y livianas. Muchos son los factores que deben ser tenidos en cuenta de forma de prever el comportamiento de estos edificios frente a las diferentes acciones que les pueden ser impuestas. Las acciones horizontales debidas a la acción del viento son fundamentales a la hora de realizar dicho análisis.

Las normas más importantes a nivel mundial utilizan el concepto de "factor de carga de ráfaga" para la evaluación de los efectos dinámicos del viento longitudinal en estructuras esbeltas. Dentro de las principales que utilizan este concepto se encuentran la norma Americana ASCE 7-10, "Minimum design loads for buildings and other structures" y el Eurocódigo, UNE-EN 1991-1-4:2005, "Acciones en estructuras - Parte 1-4: Acciones generales - Acciones de

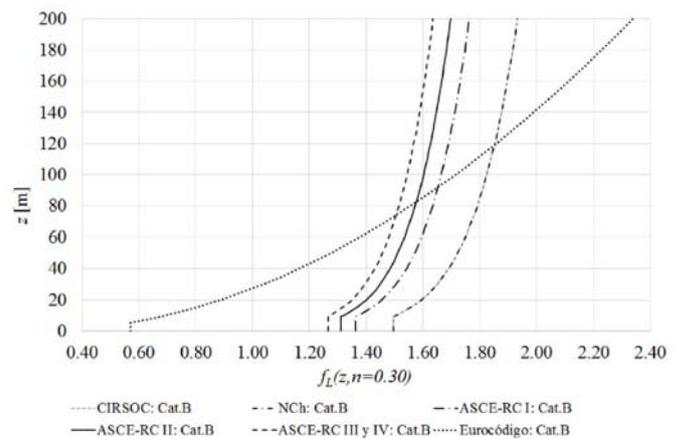
viento". En la región sur del continente americano la norma argentina CIRSOC 102-05, "Reglamento Argentino de acción del viento sobre las construcciones", toma como norma base para el desarrollo de su reglamento la norma ASCE 7-98. La norma chilena NCh 432-10, "Diseño estructural - cargas de viento" toma como norma base a la ASCE 7-05. Ambas normas toman los antecedentes estadísticos de sus respectivos países para la determinación de las velocidades características del viento. La norma brasilera NBR 6123-88, "Fuerzas debidas al viento en edificaciones" utiliza métodos estáticos para estructuras rígidas y métodos dinámicos para estructuras flexibles. La norma uruguaya UNIT 50-84, "Acción del viento sobre construcciones" tiene un único procedimiento aplicable solamente a estructuras rígidas.

Este artículo presenta un estudio comparativo entre las normas ASCE 7, UNE-EN 1991-1-4, CIRSOC 102, NBR 6123, NCh 432 y UNIT 50 en relación a la carga de viento longitudinal y sus efectos sobre estructuras edilicias. Este estudio abarca también las comparaciones entre las definiciones de velocidad característica y de velocidad de viento de proyecto, así como la comparación entre los principales parámetros que permiten caracterizar al viento. Dos estructuras edilicias serán analizadas para tal fin, una rígida, cuya frecuencia fundamental es mayor que 1 Hz y una flexible, cuya frecuencia fundamental es mucho menor que 1 Hz.

Este trabajo se propone mostrar las diferencias entre las distintas normas y presenta una evaluación completa de la fuente de las diferencias, así como algunas alternativas posibles para reducirlas.



Perfiles de velocidades de viento de proyecto adimensionales. Categoría de terreno B



Frecuencia adimensional en función de la altura

143. NUEVO MODELO PARA LA ESTIMACIÓN DE DEFORMACIONES TEMPRANAS COACCIONADAS EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EXPANSIVO

INNOVATIVE MODEL FOR EARLY AGE RESTRAINED STRAINS ESTIMATION IN EXPANSIVE STRUCTURAL CONCRETE MEMBERS

Volha S. Semianiuk. Brest State Technical University (Belarus). PhD student. M.Sc. Civil Engineering. olgasiemienuk@gmail.com
Manuel F. Herrador. Universidade da Coruña. Professor of Department of Construction Technology. PhD Civil Engineering. mherrador@udc.es

Victar V. Tur. Brest State Technical University (Belarus). Head of Department of Concrete Technology. Doctor of Science, Civil Engineering. profturvic@gmail.com

Hormigón expansivo, elementos autopretensados, deformación coaccionada, autopretensado, modelización del comportamiento.

Expansive concrete, self-stressed member, restrained strains, self-stress, behaviour model.

El pretensado físico-químico de estructuras de hormigón basado en el uso de hormigón expansivo con alta capacidad de energía de expansión puede ser considerado en algunos casos una alternativa al pretensado mecánico tradicional. La tecnología de pretensado físico químico se caracteriza por las siguientes ventajas, entre otras: no se requieren dispositivos especiales de pretensados (por ejemplo, gatos y anclajes), y los requerimientos de mano de obra son inferiores. Al mismo tiempo, el estado tensodeformacional inicial obtenido durante la expansión del hormigón tiene una influencia favorable sobre el comportamiento de la estructura autopretensada bajo acciones de servicios. Sin embargo, la aplicación práctica en elementos autopretensados es en ocasiones compleja debido a dificultades relacionadas con el diseño en la fase de servicio. Por lo tanto, el desarrollo de métodos de diseño para la predicción de deformaciones y tensiones a edad temprana en estructuras autopretensadas es de interés en la actualidad. En este estudio se presentan resultados de investigación teórica y experimental sobre elementos de hormigón con armadura de acero en disposiciones simétrica y asimétrica. Se formulan las hipótesis básicas del modelo modificado de desarrollo de deformaciones a edad temprana (Modified early-age Strains Development Model, MSDM) para elementos autopretensados. El modelo modificado propuesto se basa en el concepto de cálculo de deformaciones iniciales y constituye un proceso iterativo que tiene en cuenta el proceso de expansión en los intervalos de tiempo elementales. El rasgo diferenciador del MSDM consiste en tener en cuenta en cada paso de cálculo la fuerza acumulada inducida por la coacción al final de cada paso de cálculo. Esta fuerza acumulada se introduce como una restricción adicional del desarrollo de la expansión en el paso de tiempo considerado. Los datos a introducir en el modelo para el cálculo de expansión restringida incremental son la curva de desarrollo de expansiones libres con el tiempo, junto a la evolución de la fluencia y del módulo de Young del hormigón expansivo a edades tempranas, además de las condiciones de coacción.

La validez del MSDM propuesto se verifica mediante la comparación de resultados de cálculo con resultados experimentales realizados al efecto. La influencia favorable del estado tensodeformacional inicial alcanzado mediante expansión del hormigón se confirma en el análisis de elementos autopretensados sometidos a cargas estáticas.

149. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN SEGÚN EL MODELO DE RÓTULA PLÁSTICA

SEISMIC BEHAVIOUR OF CONCRETE STRUCTURES DEPENDING ON THE MODEL OF PLASTIC HINGE

Andrés T. López López. Universidad Politécnica de Cartagena. Investigador. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. atl10@alu.upct.es

Antonio Tomás Espín. Universidad Politécnica de Cartagena. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. antonio.tomas@upct.es

Gregorio Sánchez Olivares. Universidad Politécnica de Cartagena. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero Industrial. gregorio.sanchez@upct.es

Hormigón armado, expresiones empíricas, análisis no lineal, rótula plástica, colapso.

Reinforced concrete, empirical expressions, nonlinear analysis, plastic hinge, collapse.

Conocer los efectos y las consecuencias causadas por un evento sísmico en las estructuras ha ocasionado que la predicción y simulación, mediante modelos numéricos, del comportamiento de estructuras de hormigón armado sometidas a la acción sísmica sea un tema de interés creciente en los últimos años.

El análisis sísmico es un análisis exigente desde el punto de vista computacional que requiere la implementación de modelos precisos y eficientes. Por tanto, resulta conveniente desarrollar modelos de comportamiento seccional que reduzcan la exigencia computacional, como por ejemplo los basados en expresiones calibradas con ensayos experimentales.

De entre los métodos de análisis sísmico comúnmente aceptados, el análisis estático no lineal o pushover y el análisis dinámico no lineal o nonlinear time-history analysis han demostrado ser los que reflejan la realidad sísmica de las estructuras con mayor precisión.

Este trabajo pretende evaluar la influencia de diferentes modelos de rótula plástica en el comportamiento no lineal de una estructura. Para ello, se han realizado varios análisis pushover para dos pórticos planos de hormigón armado, considerando los siguientes modelos de rótula plástica: (i) el modelo incluido en FEMA-356 (fig. 1), y (ii) dos modelos adicionales basados en expresiones empíricas calibradas con ensayos experimentales.

En el análisis pushover se evalúan los puntos de plastificación global y de colapso de la estructura, obteniendo los correspondientes

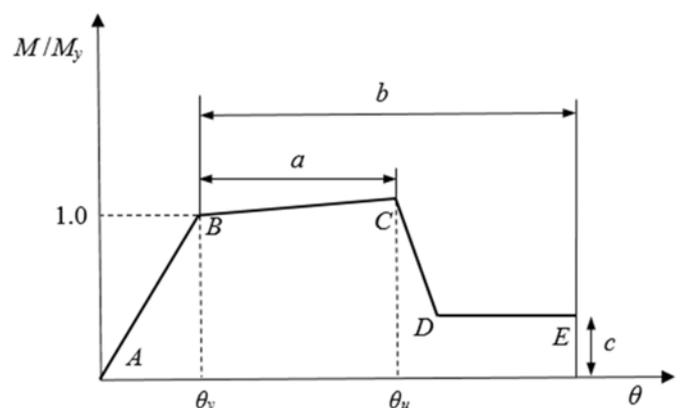


Figura 1. Relación momento-giro para una rótula plástica, FEMA-356

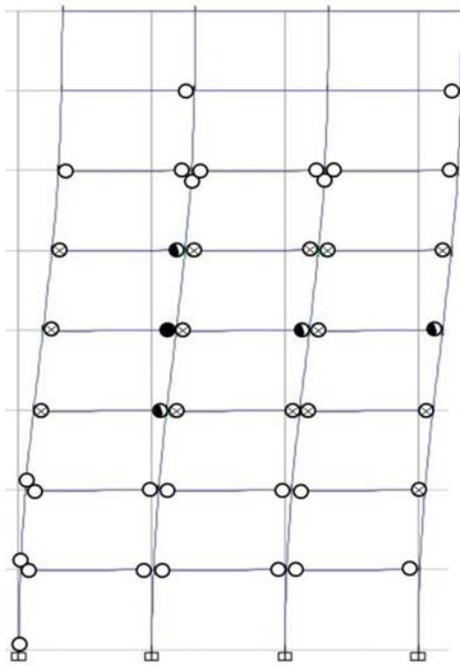


Figura 2. Distribución de rótulas plásticas en el punto de colapso de la estructura

parámetros para los diferentes modelos de rótula plástica y obteniendo además las curvas de capacidad F_b para cada análisis. En la figura 2 se muestra la distribución de rótulas plásticas generadas.

Finalmente, se aplica el método N2 incluido en el Eurocódigo 8 para estudiar la influencia del valor de cálculo de la aceleración ag del suelo. Se realizan además varios análisis de tipo dinámico no lineal para validar los resultados obtenidos en el análisis pushover.

Los resultados obtenidos en este trabajo permiten al ingeniero estructural plantearse si las rótulas plásticas incluidas por defecto en los programas comerciales de cálculo, basadas en una norma específica, ofrecen resultados que pueden ser excesivamente conservadores. La disponibilidad de otras expresiones empíricas con las que modelizar el comportamiento seccional de los elementos estructurales, permite una definición alternativa de las rótulas plásticas a generar en el análisis sísmico. Estas expresiones constituyen una herramienta útil para el contraste de resultados en la práctica profesional de la ingeniería estructural.

150. DISEÑO CONCEPTUAL DE LOS PUENTES ARCO ESPACIALES COMPUESTOS POR UN TABLERO RECTO Y UN ARCO INCLINADO EXCÉNTRICO

CONCEPTUAL DESIGN OF SPATIAL ARCH BRIDGES COMPOSED OF A STRAIGHT DECK AND AN ECCENTRIC INCLINED ARCH

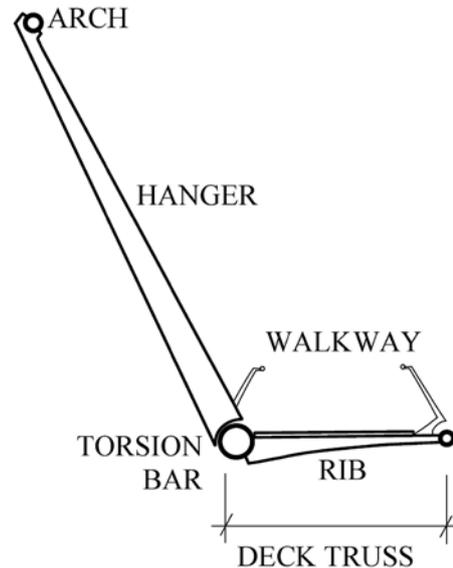
Juan José Jorquera Lucerga. Universidad Politécnica de Cartagena.
Profesor. Dr. Ingeniero de Caminos. jjorquera@gmail.com

Diseño conceptual, puente arco espacial, arco excéntrico, arco inclinado, Santiago Calatrava.

Conceptual design, spatial arch bridge, eccentric arch, inclined arch, Santiago Calatrava.



Pasarela de la Devesa



Pasarela de la Devesa: Sección transversal

En la moderna Ingeniería de puentes, la estética se puede convertir en un objetivo importante, cuando no en el principal. Esta comunicación se centra en comprender el complejo comportamiento resistente de uno de los tipos de puentes construidos más frecuentemente con la idea de convertirse en hitos arquitectónicos: el puente arco espacial formado por un tablero recto sostenido por un arco inclinado y excéntrico sujeto al borde del tablero. Este tipo de puentes fue introducido por el arquitecto e ingeniero Santiago Calatrava, que construyó, entre otros, la pasarela de la Devesa.

El estudio se lleva a cabo gradualmente. En primer lugar, se estudia el puente arco clásico (con un arco vertical unido al eje del tablero mediante un conjunto de péndolas verticales) y se establece como referencia. Después, se estudia el efecto de desplazar el arco lateralmente. Posteriormente, se estudia el efecto de rotar el arco alrededor de un eje longitudinal y el efecto de rigidizar las péndolas.

La ponencia también presenta algunas consideraciones acerca de la respuesta de este tipo de puentes y da recomendaciones acerca de su configuración estructural más adecuada.

151. PRUEBA DE INTEGRIDAD DE PILOTES IN SITU MEDIANTE CONTROL DE TEMPERATURA DEL FRAGUADO DEL HORMIGÓN

INTEGRITY TESTING OF CAST-IN-PLACE PILES BY CONTROLLING THE TEMPERATURE OF CONCRETE SETTING

Martín J. Jáuregui Pajares. Autoridad Portuaria de Cartagena. Jefe de División Proyectos y Obras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. martinjp@apc.es

Antonio Tomás Espín. Universidad Politécnica de Cartagena. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. antonio.tomas@upct.es
Gregorio Sánchez Olivares. Universidad Politécnica de Cartagena. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero Industrial. gregorio.sanchez@upct.es

Integridad, pilotes in situ, ensayo, temperatura, fraguado del hormigón.

Integrity, cast-in-place piles, test, temperature, concrete setting.

Tras el proceso de hormigonado de cimentaciones profundas, al no poderse observar el resultado final de la ejecución, pueden surgir dudas sobre su estado de integridad, como posibles desmoronamientos locales de las paredes de la excavación, o la disgregación de la masa de hormigón en distintas zonas. Existen ensayos sobre pilotes ejecutados, bien para verificar su resistencia mediante costosas pruebas estáticas o dinámicas de carga, o bien para controlar su integridad mediante ensayos más económicos, como el ensayo de transparencia sónica o cross-hole y el ensayo de impedancia mecánica.

Respecto a estos últimos, el ensayo cross-hole presenta el inconveniente de no poder controlar el perímetro del pilote -precisamente donde suele aparecer la mayoría de patologías-, y el ensayo de impedancia mecánica presenta una viabilidad limitada por la relación longitud/diámetro y por el tipo de terreno.

Para obtener una información más precisa del estado de integridad de los pilotes, se requiere disponer de ensayos complementarios que

amplíen la información y el rango de aplicación. En los últimos años se están investigando sistemas de control basados en las temperaturas que alcanza el hormigón durante las primeras horas desde su vertido, estableciendo unas correlaciones entre el incremento de temperatura observado a lo largo del fuste y la geometría del pilote ejecutado. Puede detectarse una determinada patología -como la existencia de un bulbo- si la temperatura no se encuentra en el rango esperable, e incluso puede realizarse una estimación del recubrimiento real de las armaduras a lo largo del fuste.

Si se combinan ensayos se puede controlar el estado de gran parte de la sección transversal del pilote, pues mediante el cross-hole se controla la zona del núcleo entre armaduras y mediante el de temperatura de fraguado se controla la zona que circunda a cada armadura (fig. 1).

Durante la ejecución de una obra en el Puerto de Cartagena se han combinado ambos ensayos en dos pilotes, obteniendo resultados favorables para ambos, y siendo las mediciones de temperatura similares a las teóricas esperables para asegurar la integridad de los pilotes (fig. 2). Se puede concluir que el control de la temperatura de fraguado constituye un ensayo válido y económico para ampliar la información que proporciona el ensayo cross-hole, sobre todo si se emplea un sistema de adquisición de datos económico que controle un gran número de puntos.

157. TERREMOTO DE LORCA, ESPAÑA, DE 2011: ANÁLISIS DE DAÑOS EN ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO Y LECCIONES APRENDIDAS

EARTHQUAKE OF LORCA (SPAIN) IN 2011: ANALYSIS OF DAMAGE TO RC BUILDING STRUCTURES AND LESSONS LEARNED

Joaquín Ruiz Pinilla. ICITECH. Universitat Politècnica de València. Investigador. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jrpinnacle@hotmail.com

José Miguel Adam Martínez. ICITECH. Universitat Politècnica de València. Profesor Titular. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. joadmar@upv.es

Antoni Cladera Bohigas. Universitat de les Illes Balears. Profesor Titular. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. antoni.cladera@uib.es

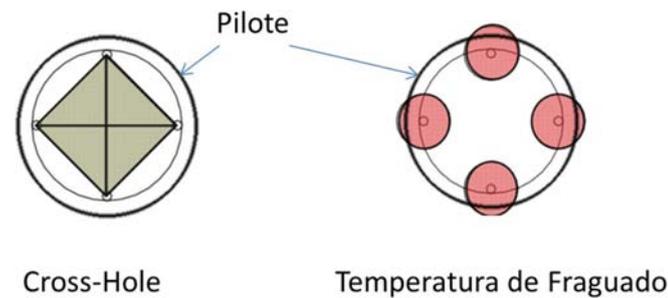


Figura 1. Zonas de control de la sección transversal del pilote

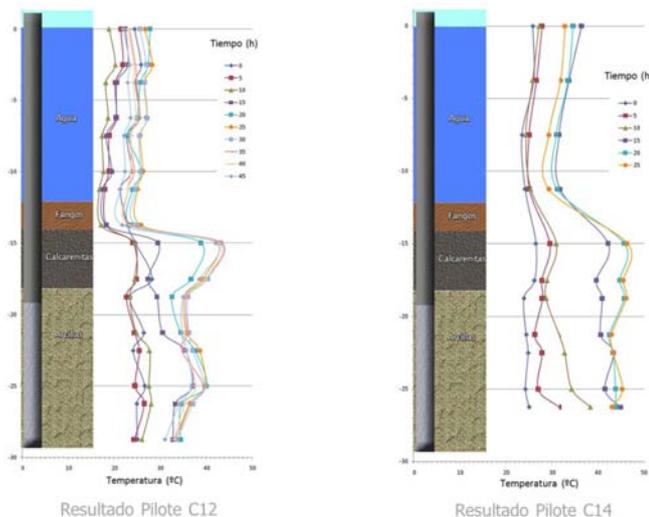


Figura 2. Resultados en pilotes C-12 y C-14

Hormigón armado, terremoto, Lorca, daño.

Reinforced concrete, earthquake, Lorca, damage.

A pesar de que la magnitud del terremoto de Lorca (2011) no fue elevada, $M_w = 5,1$, éste ocasionó un gran número de daños dada la tipología estructural de sus edificaciones y la proximidad del hipocentro a la ciudad.

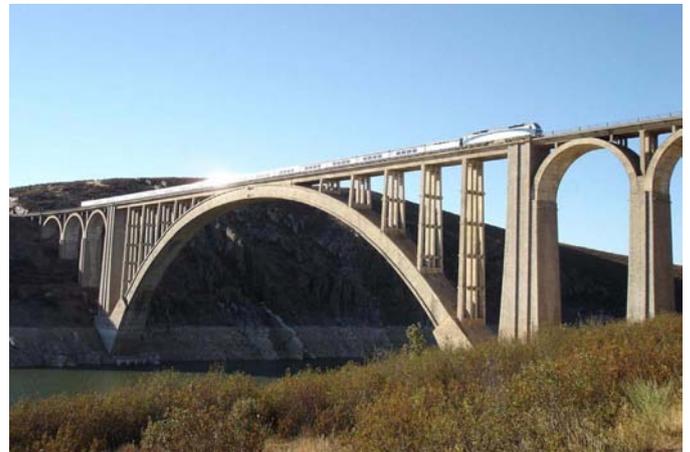
En este artículo se presentan los fallos más comunes que se produjeron en las estructuras de los edificios de hormigón armado, así como las lecciones más importantes aprendidas a partir del análisis de su comportamiento y de los errores de diseño más frecuentes que se detectaron, basados en las inspecciones in situ llevadas a cabo por los autores.

Muchos de los daños se produjeron por falta de ductilidad en los elementos de hormigón armado y de la calidad deficiente de los materiales. No obstante, existen otros factores que tuvieron gran influencia en la respuesta de las estructuras y que generalmente no se tienen en cuenta en el diseño por considerarlos elementos secundarios. Estos factores son: la rigidez de los cerramientos, la coacción de las escaleras y el impacto entre edificios colindantes, entre otros.

Estas cuestiones deberían ser tenidas en cuenta para el diseño de futuras construcciones, así como para la identificación de estructuras susceptibles de sufrir daños bajo la acción de un evento sísmico.



Fallo de columna corta



Viaducto de Martin Gil



Daño a cortante de una columna

158. EL VIADUCTO DE MARTÍN GIL: HISTORIA Y ANÁLISIS DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

MARTIN GIL VIADUCT: HISTORY AND ANALYSIS OF THE CONSTRUCTION PROCESS

María Ángeles Sancho Ferrando. IDOM. Ingeniera. Ingeniera de Caminos. msanchoferrando@gmail.com

Juan José Jorquera Lucerga. Universidad Politécnica de Cartagena. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos. juanjo.jorquera@upct.es

Ignacio Javier Payá Zaforteza. Universidad Politécnica de Valencia-ICITECH. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos. igpaza@upvnet.upv.es

Viaducto Martín Gil, Eduardo Torroja, proceso constructivo, puente arco, sección evolutiva.

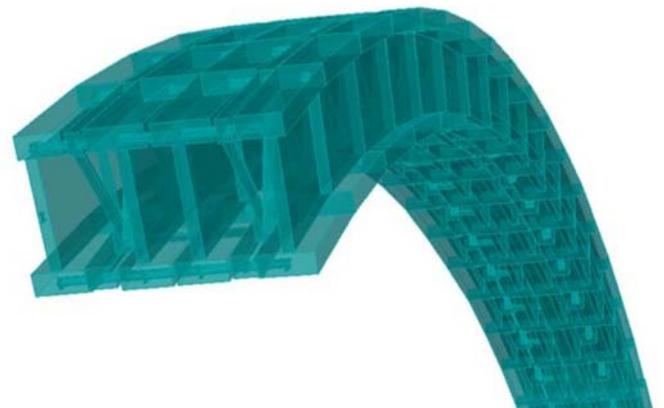
Martin Gil Viaduct, Eduardo Torroja, construction process, arch bridge, evolutive cross-section.

Reconocido como uno de los mejores ingenieros de estructuras del s.XX, Eduardo Torroja cuenta con un gran número de obras construidas que constituyen verdaderos hitos de la ingeniería del hormigón. Este es el caso del Viaducto Martín Gil -también conocido como via-

ducto del Esla- en Zamora, que en 1942 constituyó el puente arco de hormigón armado con mayor luz del mundo, con una luz de 210 m. Aunque no fue proyectado inicialmente por Torroja, probablemente no habría sido viable sin su aportación al proceso constructivo. La presente ponencia repasa la historia de este puente arco de ferrocarril, enmarcándolo en su contexto histórico, desde los primeros bocetos -anteriores a Martín Gil- hasta la geometría detallada de la estructura construida recogida de los planos y documentación originales. Asimismo, se hace hincapié en cómo Torroja adaptó la sección transversal mixta del viaducto para permitir una construcción evolutiva. En este proceso, el peso del hormigón fresco de cada fase es soportado por el hormigón endurecido colocado en las fases anteriores y por dos cuchillos rígidos autoportantes metálicos, colocados en la primera fase.

En la ponencia se comparan los datos de obra con los resultados del análisis de la estructura mediante un modelo de elementos finitos que reproduce todas las fases del proceso constructivo hasta la apertura en clave, teniendo en cuenta tanto la no linealidad del hormigón, como la no linealidad geométrica propia de la construcción por fases. Los resultados ponen en valor, una vez más, el buen criterio constructivo y de análisis de Torroja que, muy avanzado a su tiempo, fue capaz de predecir con suficiente fiabilidad el comportamiento de la estructura.

Claramente innovador para su época, este sistema constructivo sigue siendo la base de la construcción de muchos de los grandes puentes arco de hormigón armado y mixtos construidos recientemente.



Vista extruida del modelo de elementos finitos del arco del viaducto de Martín Gil

173. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN PARA EL CRAQUEO TEMPRANO EN CONCRETO DE ALTO RENDIMIENTO

COMPARISON OF SIMULATION RESULTS FOR EARLY-AGE CRACKING IN HIGH PERFORMANCE CONCRETE

Yılmaz Akkaya. Istanbul Technical University. Faculty of Civil Engineering. akkayayil1@itu.edu.tr

Egemen Kesler. Istanbul Technical University. Faculty of Civil Engineering. egemen.kesler@gmail.com

Manuel Morras. OHL QA/QC Manager. manuelmorras@ohl.com.tr

Batuhan Güres. OHL QA/QC Chief Engineer. batuhangures@ohl.com.tr

Utkan Çorbacioğlu. Istanbul Technical University. Faculty of Civil Engineering. utkancor@gmail.com



Administrador de construcción estructural funciona con 100 años concretos del proyecto

Durabilidad, fundición de ensayo a gran escala, desarrollo de la temperatura, craqueo temprano de la edad.

Durability, full scale trial casting, temperature development, early age cracking.

Además de las propiedades básicas y las pruebas de rendimiento, algunas características específicas relacionadas con el proceso de construcción también deben tenerse en cuenta en la metodología de diseño de concreto de alto rendimiento/durabilidad. Los mecanismos de daño específicos tales como ataques químicos, ciclos de congelación/descongelación, reacciones álcali-sílice (ASR), corrosión inducida por cloruro o carbonatación pueden considerarse críticos. Por lo tanto, se evitarán los riesgos contra tales reacciones para realizar la vida útil de estructuras de hormigón armado, producidas con hormigón de alta durabilidad.

Para la vida útil requerida, se debe considerar un enfoque colectivo no sólo para los riesgos de ataque por congelación/descongelación, ASR y carbonatación, sino también por los riesgos de agrietamiento de edad temprana. Es bien sabido que la difusión de carbonatación es muy alta en un hormigón con una relación w/c más alta. Por lo tanto, la especificación del proyecto requería un w/c de máx. 0,40 y los constituyentes -agregados, cemento, aditivos- se seleccionaron

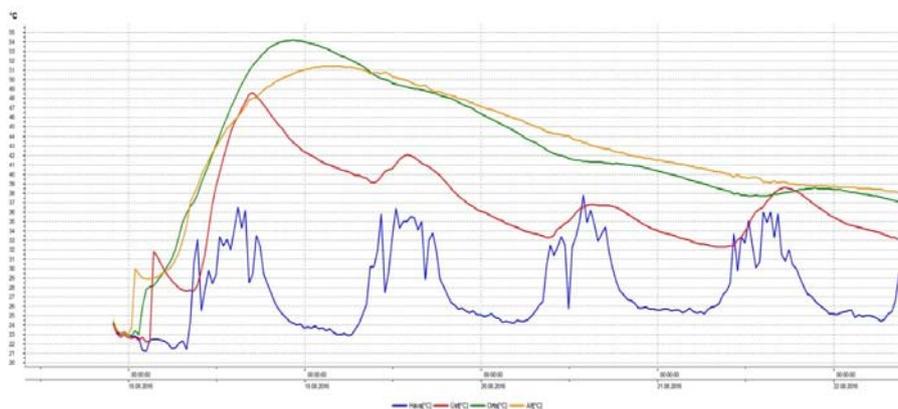
de acuerdo con los requisitos. Las actividades de pre-prueba del hormigón y sus componentes se realizaron para obtener trabajabilidad, densidad, tiempo de fraguado, contenido de aire, migración de cloruro, análisis petrográfico y endurecimiento de propiedades de hormigón tales como desarrollo de calor adiabático, desarrollo de resistencia a la tracción.

El diseño del proyecto requiere min. 100 años de vida útil y bajo riesgo de agrietamiento en edad temprana para lograr la durabilidad requerida del hormigón. Se utilizó un software de simulación para el desarrollo de tensiones y temperaturas en edades tempranas para el cálculo del riesgo de craqueo en edades tempranas. La monitorización de la temperatura del hormigón se realiza mediante pruebas in situ con registradores de datos de temperatura.

Como la estructura R/C para el ensayo a escala completa, se elige una pared de túnel de corte y cubierta. De especial interés es la temperatura máxima en el centro de la pared y la máxima diferencia de temperatura entre el medio y la superficie, es decir, la diferencia de temperatura interna.

Los resultados del software de simulación, las mediciones reales de temperatura de fundición de ensayo a escala completa y las inspecciones post-hormigón se comparan entre sí y se ha visto que la salida del programa de simulación cumple con el caso real.

Instrument name:		22.08.2016 10:48:39			Page	1/1
Start time: 17.08.2016 09:53:43		Minimum	Maximum	Mean value	Limit values	
End time: 22.08.2016 10:23:43	Hava [°C]	21,20	37,80	27,622	-195,0/400,0	
Measurement channels: 4	Üst [°C]	22,20	48,60	36,203	-195,0/400,0	
Measured values: 242	Orta [°C]	22,90	54,20	42,353	-195,0/400,0	
SN 40713294	Air [°C]	22,90	51,40	42,712	-195,0/400,0	



Monitorización de temperatura concreto para la losa de hormigón de la estación

174. UN NUEVO MODELO DE RESISTENCIA A PUNZONAMIENTO DE PLACAS DE HORMIGÓN ARMADO CON Y SIN ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

A NEW MODEL FOR THE PUNCHING SHEAR STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE SLABS WITH AND WITHOUT SHEAR REINFORCEMENT

Antonio Marí Bernat. Universidad Politécnica de Cataluña. Catedrático. Dr. Ingeniero de Caminos. antonio.mari@upc.edu
 Jesús Miguel Bairán García. Universidad Politécnica de Cataluña. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos. jesus.miguel.bairan@upc.edu
 Antoni Cladera Bohigas. Universidad Politécnica de Cataluña. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos. antoni.cladera@uib.es
 Eva Oller Ibars. Universidad Politécnica de Cataluña. Profesora Titular. Dra. Ingeniera de Caminos. eva.oller@upc.edu
 Carlos Rodrigo Ribas González. Universitat Illes Balears. Profesor Contratado Doctor. Dr. Arquitecto. carlos.ribas@uib.es

Punzonamiento, placas, hormigón armado, armadura.

Punching, slabs, reinforced concrete, shear reinforcement.

En esta ponencia se presenta un nuevo modelo mecánico para estimar la resistencia a punzonamiento de placas de hormigón armado con y sin armadura de punzonamiento, el cual se basa en un modelo de cortante previamente desarrollado por los autores que incorpora la contribución de los diversos mecanismos resistentes. Para ello en primer lugar se identifican los aspectos diferenciadores entre el comportamiento resistente a cortante y a punzonamiento y se introducen en las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y en el criterio de rotura, dando lugar a una formulación coherente con aquélla. Entre estos aspectos destacan: 1) la rotura se produce en una zona "D", lo cual condiciona la posición de la fisura crítica, que siempre se desarrolla desde el soporte, 2) se trata de un fenómeno tridimensional que da lugar a un estado triaxial de tensiones en el entorno del pilar, produciéndose fisuras radiales y longitudinales y variando la capacidad resistente de la zona comprimida y 3) La escasez de longitud de anclaje disponible

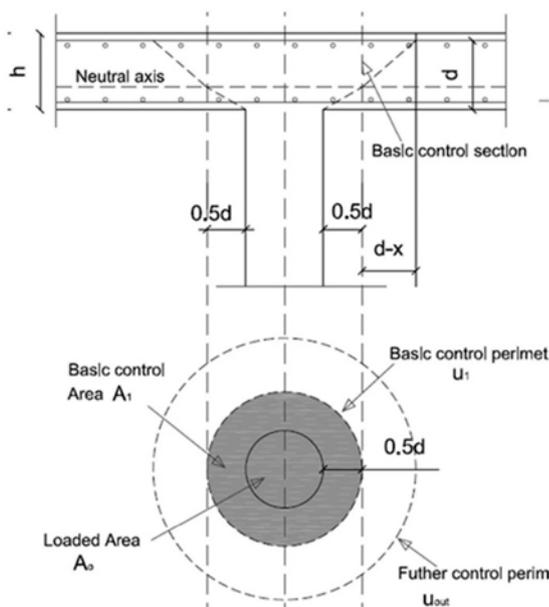


Figura 1. Perímetro crítico

Num	322	244
Media	1,288	1,071
Desv Est	0,173	0,160
COV	0,134	0,149
Max	1,796	1,806
Min	0,820	0,683
Perc. 5%	1,013	0,796
	$A_{sw}=0$	$A_{sw}>0$

Figura 2. Comparación con datos experimentales

para la armadura transversal y la necesidad de disponerla donde cosa la fisura crítica, lo que afecta a su eficacia.

El modelo, dado su carácter mecánico, proporciona explicaciones coherentes al comportamiento experimental y da significado físico a parámetros utilizados en el diseño. Por ejemplo el modelo da una interpretación física a la posición del perímetro crítico y del perímetro a partir del cual no hace falta disponer armadura de punzonamiento, permite estimar el valor de la tensión máxima de las armaduras cuando se produce la rotura (y por tanto incorpora la eficacia de distintos tipos de armado) y da una explicación a la influencia del momento transferido entre losa y columna (columnas interiores, de borde o de esquina) en la resistencia a punzonamiento. Se han utilizado dos bases de datos internacionalmente aceptadas de ensayos de punzonamiento, una de losas sin armadura transversal y otra con armadura transversal para comparar los resultados del modelo, habiendo obtenido buenos resultados en general. Finalmente se extraen conclusiones sobre la aplicabilidad práctica del modelo y sobre sus posibilidades de extensión a losas postensadas o a sistemas de refuerzo.

176. EFECTO DE LOS DE ERRORES ALEATORIOS EN EL PROCESO DE INSTALACIÓN DE LOS CABLES DE LOS PUENTES ATIRANTADOS

EFFECT OF RANDOM ERRORS IN THE CABLE INSTALLATION PROCESS OF CABLE-STAYED BRIDGES

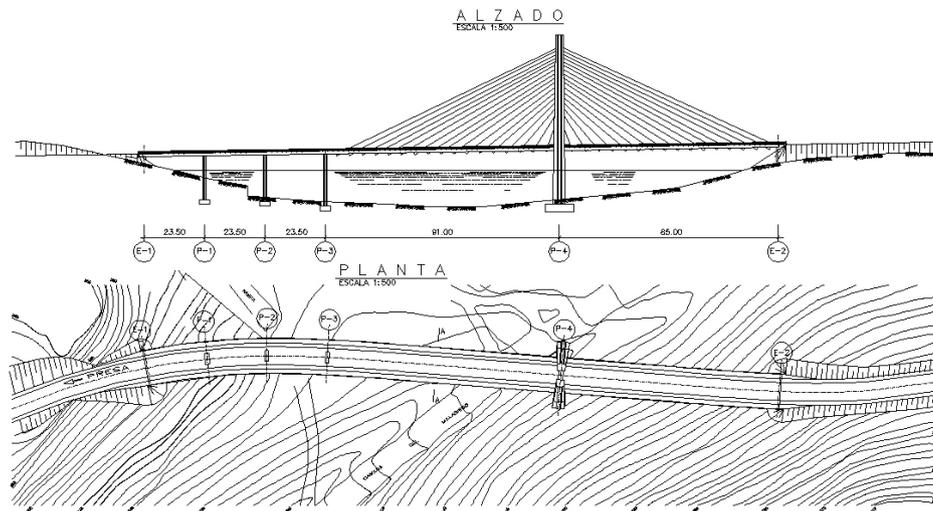
Luis Carrillo Alonso. Universidad Politécnica de Madrid. Profesor Asociado. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luis.alonso@upm.es

Miguel Ángel Astiz Suárez. Universidad Politécnica de Madrid. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. miguel.a.astiz@upm.es

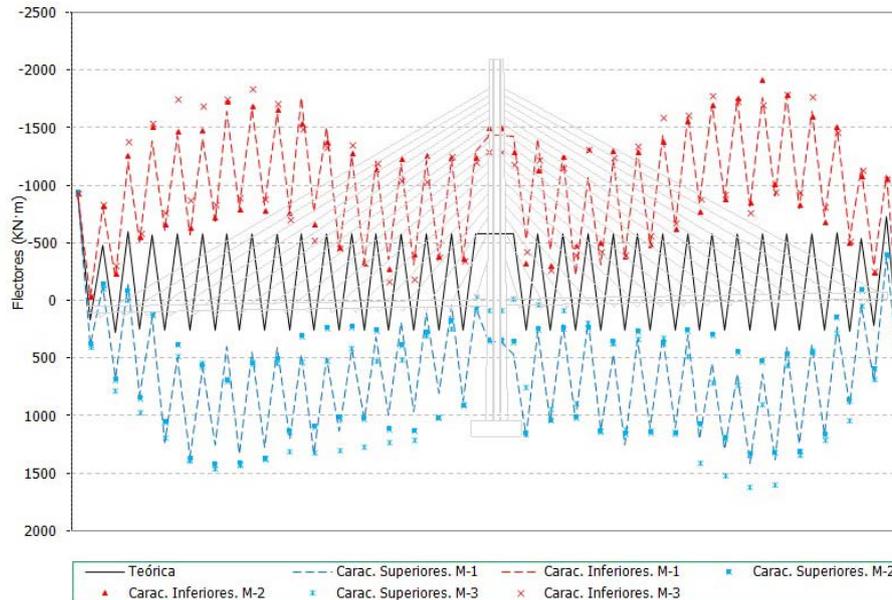
Puentes atirantados, cables, construcción por voladizos, fases de construcción, errores aleatorios.

Cable-stayed bridges, cables, balanced cantilever method, construction stages, random errors.

Se resume en esta ponencia la investigación realizada por los autores, como objeto del desarrollo de una tesis doctoral, en relación a los



Esquema estructura inicial



Flectores característicos del tablero

posibles errores aleatorios que se pueden producir durante el proceso constructivo de un puente atirantado, y más en concreto durante el proceso de instalación de los cables.

De esta forma, en esta investigación se ha procedido en primer lugar generar un procedimiento que permitiera la simulación de los errores aleatorios en la colocación de los cables, tanto si dicha instalación se realiza midiendo la fuerza aplicada a los gatos de tesado, como si este proceso se controla mediante la medición de los alargamientos de los cables. Incluso se ha procedido a simular también los posibles errores en el replanteo de los anclajes de los cables.

Una vez validado este procedimiento se ha procedido a aplicarlo sobre distintas configuraciones de puentes atirantados. En concreto se ha partido de una estructura real consistente en un puente atirantado 91 + 85 m de luz, con tablero de hormigón, con pilono central único y construido mediante el procedimiento de ejecución por velas mediante carros de avance desde el pilono central.

De esta primera estructura se calcularon los resultados teóricos, tanto en esfuerzos como en deformaciones, que resultarían de un proceso constructivo sin errores y que servirían de referencia al resto de cálculos. A continuación se procedió a aplicar los errores aleatorios debidos a un montaje erróneo comparándose los resultados obtenidos con los teóricos. Estos resultados se han analizado tanto durante las distintas fases del proceso constructivo como durante la fase final de este proceso y durante la situación de servicio del puente con las cargas aplicadas.

Para poder ampliar las conclusiones obtenidas sobre esta primera estructura, se procedió a aplicar este mismo procedimiento sobre una serie de estructuras derivadas la inicial en las que: en primer caso se reducía el número de cables a la mitad, en un segundo caso se ampliaba la luz del tablero al doble de la inicial manteniendo el mismo número de cables y por último se aplicaba a una estructura con un esquema igual al inicial pero con inercia modificada respecto de esa situación.

179. PROCEDIMIENTO PARA LA COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE SOPORTES DE H^ºA^º

PROCEDURE FOR THE FIRE RESISTANCE VERIFICATION OF RC COLUMNS

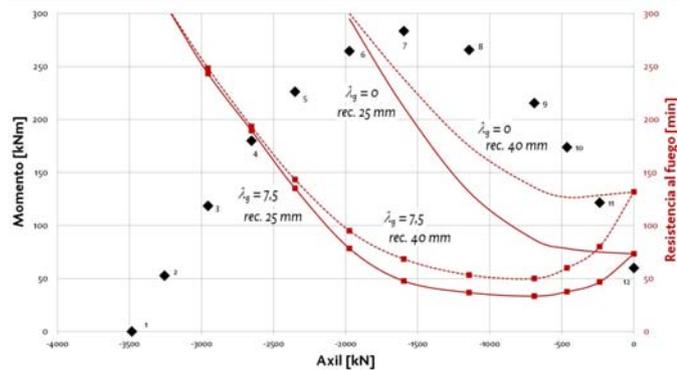
Freddy Ariñez Fernández. Fhecor Ingenieros Consultores. Ingeniero de Proyecto. Dr. Ingeniero Civil. faaf@fhecor.es

Hugo Corres Peiretti. Grupo de Hormigón Estructural. ETSICCP-UPM. Catedrático. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. hcp@he-upm.com

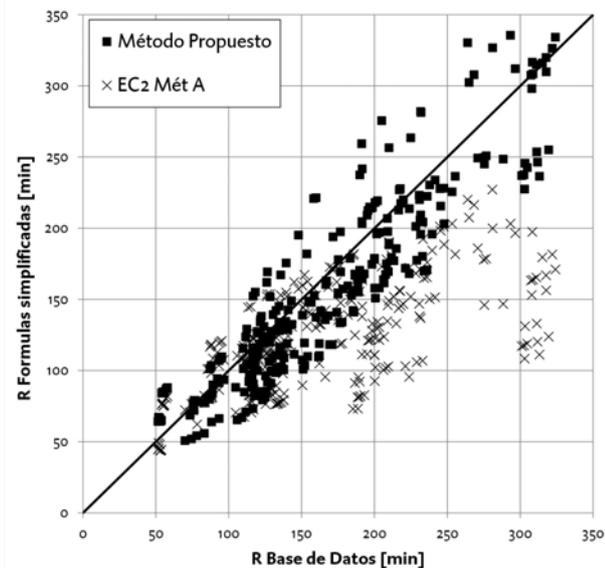
Fuego, pandeo, soportes de hormigón armado, criterios de proyecto.

Fire, buckling, reinforced concrete columns, design criteria.

Este trabajo presenta un nuevo procedimiento para comprobar la capacidad resistente frente al fuego estándar de soportes de hormigón estructural. Se han utilizado los resultados de un análisis paramétrico de estructuras típicas en edificios y un modelo de elementos finitos



Efecto de la interacción de los diferentes parámetros en la resistencia al fuego estándar



Ajuste de los resultados entre la base de datos y el met A EC2 y el método propuesto

para desarrollar una simple fórmula multivariable que produce valores que se adecuan bien a los resultados experimentales.

182. UNA REFLEXIÓN SOBRE LA RESISTENCIA A CORTANTE EN VIGAS DE HORMIGÓN CON SECCIÓN EN T

A REFLECTION ON THE SHEAR STRENGTH IN CONCRETE T-BEAMS

Carlos Rodrigo Ribas González. Universidad de las Islas Baleares. Profesor Contratado Doctor. Dr. Arquitecto. carlos.ribas@uib.es
Antoni Cladera Bohigas. Universidad de las Islas Baleares. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. antoni.cladera@uib.es

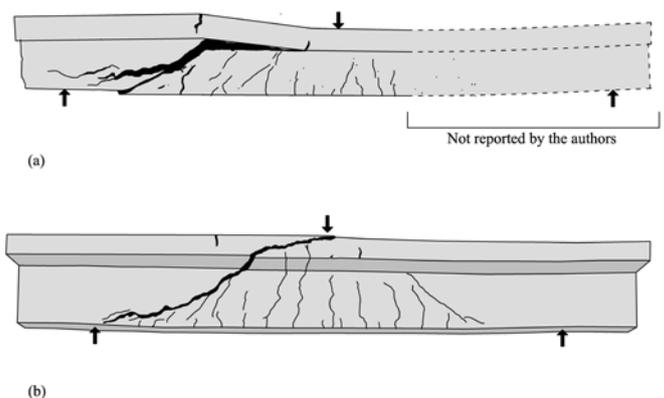
Juan María Rius Gibert. Consell Insular de Mallorca. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. joan.rius@uib.es
Benito Mas Gracia. Autónomo. Graduado de Edificación. benito.mas@gmail.com

Resistencia a cortante, vigas en T, mecanismos resistentes a cortante, alas sección.

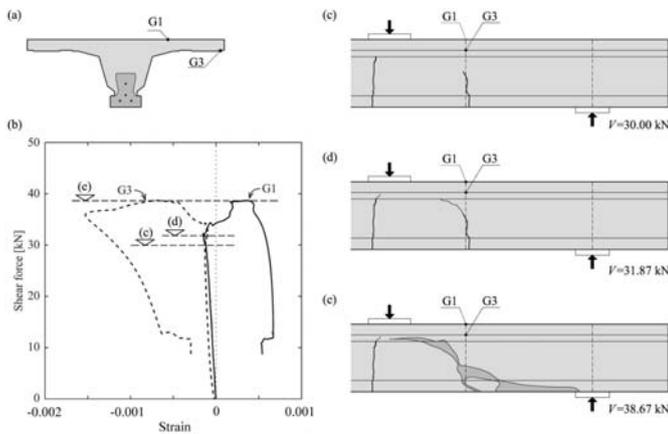
Shear strength, T-beams, shear transfer actions, flange.

La nueva coyuntura económica, iniciada probablemente a raíz de la crisis económica en el año 2007, ha afectado de forma notable a las partidas presupuestarias destinadas a infraestructuras y edificación. Por ello, se deben realizar grandes esfuerzos en alargar la vida útil de la obra civil y parque inmobiliario existente, por lo que es fundamental la correcta evaluación de la resistencia de las estructuras existentes antes de plantear la necesidad de cualquier tipo de refuerzo. En este sentido, la tipología vigas de hormigón con sección en T ha sido muy utilizada desde principios del siglo pasado debido al óptimo comportamiento tanto a flexión como a cortante, si bien la mayor parte de normativas no tienen en cuenta el efecto beneficioso de las alas de la sección en T en la resistencia a cortante.

En esta comunicación se presenta una reflexión, en base a la bibliografía existente y la experiencia propia de los autores, en donde se trata de evaluar y comprender cómo las alas de una viga con sección en T afectan a los mecanismos resistentes a cortante. Para ello se realiza un repaso de los diferentes enfoques al problema, evaluando sus pros y contras. Además en base a las mediciones experimentales y a la evolución de la fisuración en vigas encontradas en la literatura se plantean modelos de comportamiento de las vigas con sección en T.



Fisuras en vigas con sección en T (a) Swamy et al. 1970, (b) Placas 1969



Deformaciones en las alas. (a) Instrumentación en la viga, (b) Deformaciones, (c-e) fisuración

En esta comunicación se concluye que en referencia a los mecanismos resistentes, el efecto arco es más importante en una viga con sección en T que en una viga con sección rectangular, hasta tal punto que la resistencia a cortante para tipologías que llevan 80 años siendo ejecutadas podría dejar de ser un factor limitante si se evalúan correctamente los mecanismos resistentes y, por ende, la resistencia a cortante de las vigas de hormigón armado con sección en T.

183. ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA INFLUENCIA DE LA DUCTILIDAD EN LA RESISTENCIA A CORTANTE EN VIGAS CONTINUAS DE HORMIGÓN ARMADO

EXPERIMENTAL STUDY OF THE INFLUENCE OF DUCTILITY IN SHEAR STRENGTH IN CONTINUOUS REINFORCED CONCRETE BEAMS

Pedro Francisco Miguel Sosa. Universidad Politécnica de Valencia. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pmiguel@cst.upv.es

José Luis Bonet Senach. Universidad Politécnica de Valencia. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jlbonet@cst.upv.es

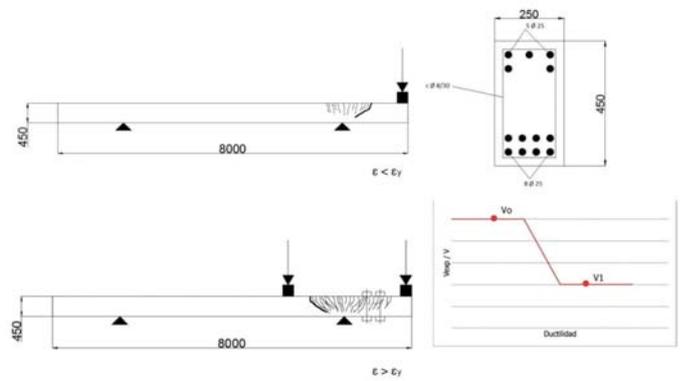
Andrea Monserrat López. Universidad Politécnica de Valencia. Estudiante de Doctorado. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. anmonlo6@cam.upv.es

Hormigón armado, resistencia a cortante, viga continua, rótula plástica, ductilidad.

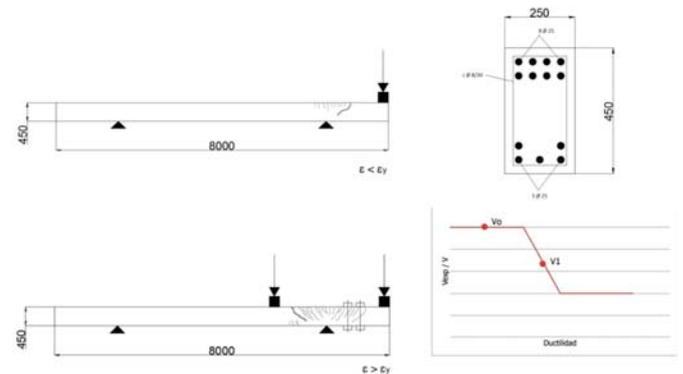
Reinforced concrete, shear strength, continuous beam, plastic hinge, ductility.

Los puentes de hormigón, claves para las infraestructuras de transporte, deben soportar cargas cada vez mayores, a la vez que se deterioran a lo largo de su vida útil. Por ello, durante la última década, algunos países (Canadá, EEUU, RU, Dinamarca y Suiza) han desarrollado normativas para la evaluación de puentes existentes y, en esta misma dirección, el futuro EC2, parte 1-1, contemplará la evaluación de estructuras existentes en su articulado.

De entre los diversos aspectos asociados a una correcta evaluación estructural de puentes existentes, la determinación de su resistencia frente a sollicitaciones tangentes es un aspecto esencial que aún no



Esquema de ensayo de rotura a cortante con gran deformación plástica a flexión



Esquema de ensayo de rotura a cortante con reducida deformación plástica a flexión

está adecuadamente resuelto. De hecho, los códigos de diseño reflejan la complejidad de la temática. Mientras que códigos como el MC2010 emplean expresiones basadas en la "MCFT" para el cálculo de la resistencia a cortante, otros como el EC2 (04) y el ACI-318 (14) proporcionan expresiones semi-empíricas que resultan excesivamente conservadoras y dispersas.

A pesar de que existen evidencias experimentales de la reducción de la capacidad a resistencia cortante debido a la plastificación de la armadura longitudinal (formación de rótulas plásticas), ninguno de los métodos de cálculo simplificados existentes contemplan de forma rigurosa en su formulación este efecto.

En esta comunicación se presenta un programa experimental que permite estudiar cómo se ve afectada la resistencia a cortante de una viga continua de hormigón armado como consecuencia de la deformación en las rótulas plásticas.

Para conseguir el objetivo planteado, la metodología del ensayo permite producir fallos por cortante escalonados en distintas regiones de la viga. En la misma viga se producen roturas sin y con desarrollo de rótulas plásticas, lo que permite comparar cómo afecta la demanda de ductilidad a la resistencia a cortante. Para conseguir esta tipología de ensayo, las cargas se aplican en distintas etapas: (1) rotura a cortante en rama elástica, (2) formación de rótula plástica, (3) rotura a cortante en rama plástica. La rotura escalonada de la viga se consigue descargando tras cada etapa de aplicación de carga y realizando una reparación de la zona afectada. Los resultados de los ensayos permiten relacionar el cortante resistido con la ductilidad en curvaturas.

184. LA EJECUCIÓN DE CONTENCIONES Y LA AFECTACIÓN DEL PARQUE URBANO EDIFICADO, SENSIBILIDAD Y DAÑO

URBAN EXCAVATIONS AND THE NEIGHBOURING BUILDINGS AFFECTATION, SENSITIVITY AND DAMAGE

David García Carrera. BIS Structures. Socio Fundador y Director Técnico. Dr. Arquitecto. davidg@bisstructures.com
Ariadna Grau Llinares. BIS Structures. Ingeniera Júnior. Arquitecta. agrau@bisstructures.com

Excavación urbana, daño, edificios vecinos, movimiento, contención.

Urban excavation, damage, neighboring buildings, movement, diaphragm wall.

El problema de la relación entre los movimientos del terreno y el edificio es una cuestión que se encuentra en continuo desarrollo dentro de nuestro sector.

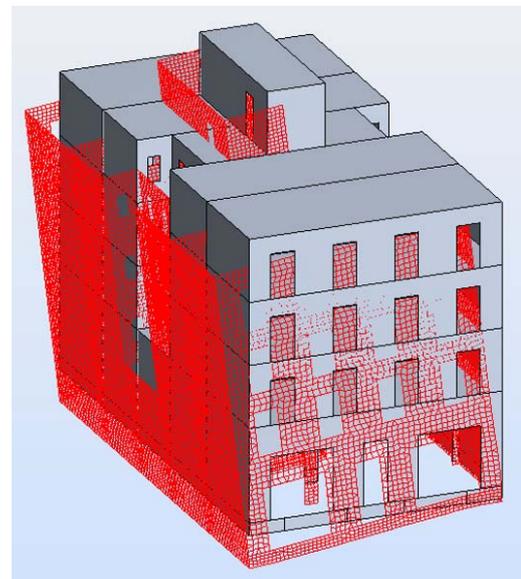
Actualmente la actuación en excavaciones urbanas es cada vez más importante. Los trabajos que se ejecutan tienen hoy en día una mayor dimensión, una mayor complejidad que requiere de más precisión y unas profundidades de excavación que se ven aumentadas día a día.

El aspecto más relevante dentro de las excavaciones urbanas es el de los desplazamientos horizontales de las pantallas y sus consecuentes asentamientos verticales del terreno del trasdós. Estos asentamientos afectan directamente a las estructuras vecinas, con lo que las posibles afectaciones en dichos edificios dependerá de la capacidad que tengan, tanto las estructuras como éstos, para adaptarse al cambio geométrico que se produzca.

La alta sensibilidad de los edificios vecinos a estos movimientos, se une a la falta de medios suficientes para realizar dichas excavaciones y quizá lo más importante, a la falta de criterios de cálculo de los profesionales que intervienen en el proyecto.

Estos factores producen, cada vez con más frecuencia, lesiones inaceptables en el parque urbano edificado, dañando severamente las estructuras de los edificios vecinos e incluso llevando al colapso a otras, como se viene viendo año tras año.

En el presente artículo se demuestra la sensibilidad de los edificios en función de su tipología estructural y edificatoria.



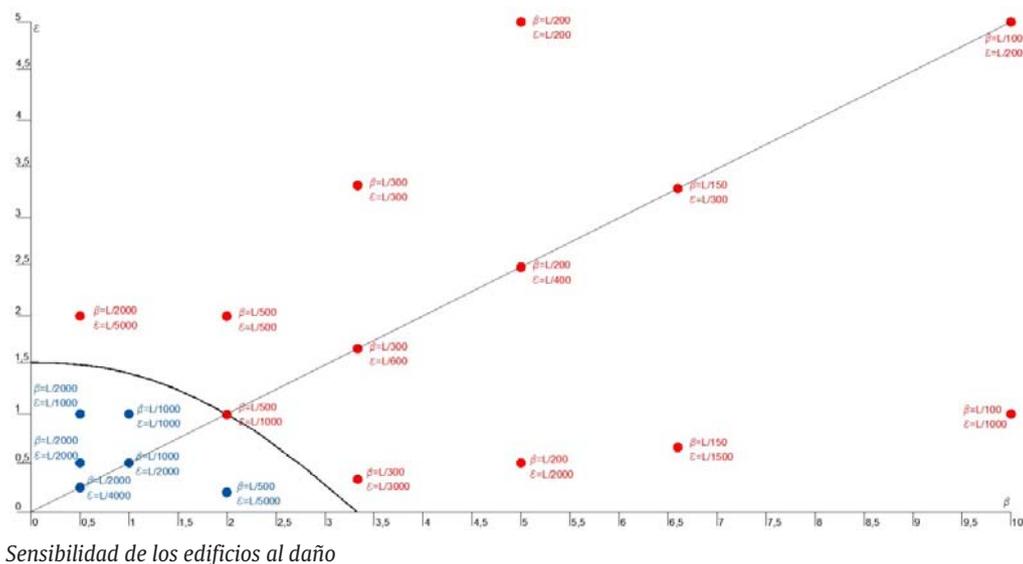
Deformaciones producidas en los edificios vecinos

Para ello se ha realizado un amplio estudio paramétrico de distintos arquetipos considerando la rigidez de la estructura, y la sensibilidad y fragilidad de los materiales de cada uno de ellos, así como las características derivadas de la época de construcción.

Estos modelos se ven inducidos por determinados movimientos en el trasdós de la contención vecina, alcanzando un gran abanico de posibilidades con casi un centenar de modelos distintos.

Aplicándoles movimientos de diferentes magnitudes y en las dos direcciones, horizontales y verticales, se consigue evaluar cómo el comportamiento de las pantallas puede llegar a afectarlos, qué lesiones aparecen y en qué grado de magnitud, así como determinar si las patologías que aparecen son o no aceptables para que el edificio siga cumpliendo con sus funciones.

Por otro lado, el estudio paramétrico ha servido para precisar nuevos criterios de sensibilidad y categorías de daño asociados a las diferentes tipologías edificatorias, creando nuevos diagramas de interacción que divergen de los actuales, quedando éstos un poco desfasados para la construcción actual.



189. INFLUENCIA DE LOS EDIFICIOS COLINDANTES EN LOS MOVIMIENTOS DEL TERRENO DE LAS EXCAVACIONES URBANAS

ADJACENT BUILDING INFLUENCE ON GROUND MOVEMENTS DUE TO URBAN EXCAVATIONS

David García Carrera. BIS Structures. Socio Fundador y Director Técnico. Dr. Arquitecto. davidg@bisstructures.com

Marta Solé Arbués. BIS Structures. Ingeniera Sénior. Arquitecta. msole@bisstructures.com

Excavación, pantalla, interacción terreno-edificio, biga superficial, movimientos del terreno.

Excavation, diaphragm wall, ground-building interaction, surface beam, ground movements.

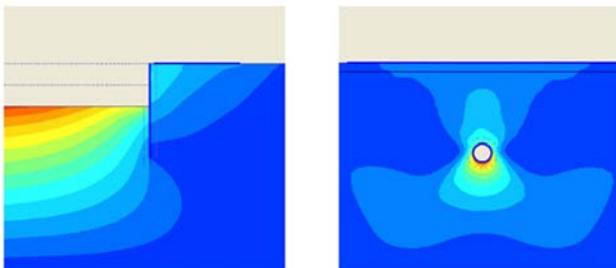
Hoy en día la actuación en excavaciones urbanas es cada vez más importante, con trabajos de mayor complejidad y mayor profundidad. La gran sensibilidad de los edificios vecinos a los movimientos y tensiones producidas en sus cimientos por los desplazamientos del terreno del trasdós de las pantallas, unido con la falta de medios suficientes y criterios de cálculo que sufren los profesionales que deben diseñar estos sistemas de contención producen, cada vez más, lesiones inaceptables en el parque urbano edificado.

Para estudiar los efectos de una excavación, ya sea superficial en el caso de pantallas o profunda en el caso de túneles en la edificación colindante, el proceso que se suele seguir consiste en determinar los movimientos del terreno en una situación de greenfield, en el que la edificación sería un elemento infinitamente flexible de tal forma que sus cimientos seguirían de forma exacta el perfil de asentos del terreno y, una vez conocidos estos movimientos, se aplicarían en el edificio para analizar los efectos sobre la estructura del mismo.

Algunos autores como Potts, Addenbrooke y Franzius, o Augarde, Burd y Houlsby han demostrado que este procedimiento es poco preciso y que la influencia de la rigidez de los edificios en el comportamiento del terreno modifica considerablemente los valores de deflexión y de las tensiones horizontales, lo que permite prever de una forma más exacta los efectos sobre los edificios, reduciéndolos de forma muy apreciable.

Estos autores han basado sus estudios en situaciones de excavación de túneles, principalmente por los problemas que sucedieron en los edificios del área afectada durante la ejecución de la Jubilee Line Extension en Londres.

Con esta intervención se pretende demostrar de forma análoga la interacción entre el edificio y el terreno del trasdós en el caso de una excavación. Se trata de verificar a nivel teórico la influencia del edificio colindante a la excavación tanto a nivel de movimientos de la pantalla como de los asentos verticales y desplazamientos horizontales del terreno.



Movimientos del terreno en una excavación urbana superficial y en una excavación profunda



Ejemplo de excavación urbana con edificaciones adyacentes

Para ello, se toma como base el artículo publicado el año 1997 por Potts y Addenbrooke "A structure's influence on tunnelling-induced ground movements" y el posterior artículo redactado por Franzius el año 2004 "The influence of building weight on tunnelling-induced ground and building deformation". En ambos artículos se realiza un estudio paramétrico exhaustivo sobre la influencia de la rigidez axial y rigidez a flexión (Potts y Addenbrooke) y del peso del edificio (Franzius).

194. BIM, DECLARACIONES AMBIENTALES DE PRODUCTO E INERCIA TÉRMICA: 3 VÍAS PARA LA CONSOLIDACIÓN DE LAS SOLUCIONES EN PREFABRICADO DE HORMIGÓN

BIM, ENVIRONMENTAL PRODUCT DECLARATION AND THERMAL INERTIA: THREE WAYS FOR THE CONSOLIDATION OF PRECAST CONCRETE SOLUTIONS

Alejandro López Vidal. ANDECE. Director Técnico. Ingeniero Industrial. alopez@andece.org

Victor Yepes Piqueras. Universitat Politècnica de València. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. vyepesp@cst.upv.es

Prefabricado, BIM, DAPs, inercia térmica.

Precast, BIM, EPDs, thermal inertia.

En un contexto social y reglamentario cada vez más exigente, coexisten tres tendencias que se presentan como una inmejorable oportunidad para la consolidación definitiva de las soluciones prefabricadas de hormigón como la variante industrializada de la construcción de



Fachada en prefabricado de hormigón: del proyecto BIM a la realidad



Estructura prefabricada de hormigón

edificios e infraestructuras en hormigón, con todas las ventajas que ello proporciona en términos de rapidez de ejecución, control más exhaustivo en proyecto y obra, calidad, eficiencia y rentabilidad económica.

En primer lugar, la progresiva implantación de la metodología BIM en los proyectos de construcción impondrá una mayor rigurosidad y definición en proyecto de los elementos que conformarán la obra. El espaldarazo definitivo para su impulso vendrá a raíz del compromiso del Ministerio de Fomento, quien a través de su comisión BIM, ha establecido que a partir de diciembre de 2018 los edificios públicos y julio de 2019 las infraestructuras de titularidad pública, se proyecten conforme a la metodología BIM. Para cumplir con ello, ANDECE ha desarrollado una extensa galería de modelos BIM de elementos prefabricados de hormigón, con el objetivo de avanzar hacia la plena integración de esta metodología desde la fase de proyecto.

Por otro lado, la sociedad en general y la construcción en particular, está cambiando hacia un modelo mucho más sostenible que el realizado hasta ahora, y aspectos como la reducción de emisiones al medio ambiente, la eficiencia energética, el uso responsable de los recursos o los conceptos de ciclo de vida y economía circular, están cada vez más presentes en cualquier actividad o negocio. De esta forma, ANDECE ha promovido la publicación del informe UNE 127757:2016 IN "Reglas de categoría de producto para la obtención de declaraciones ambientales de productos prefabricados de hormigón" que supone un hito a nivel nacional sobre la creación de una metodología de evaluación ambiental específica para los elementos prefabricados de hormigón.

Y por último, la inercia térmica constituye una de las propiedades inherentes a los materiales masivos, como es el caso del hormigón, que debidamente empleada contribuye a la mejora de la eficiencia energética de los edificios. En este sentido, esta característica deberá suponer un elemento clave para cumplir con el objetivo de los edificios de consumo de energía casi nula a partir de 2020.

196. EL FENÓMENO DE LA SEGREGACIÓN EN HORMIGONES LIGEROS. ÍNDICE DE SEGREGACIÓN Y ESTUDIO ULTRASÓNICO

SEGREGATION PHENOMENON IN LIGHTWEIGHT CONCRETES. SEGREGATION INDEX AND ULTRASONIC STUDY

Afonso Miguel Solak. Universidad de Alicante. Doctorando. Ingeniero Civil. afonosolak@gmail.com

Antonio José Tenza Abril. Universidad de Alicante. Contratado Doctor. Dr. Ingeniero Civil. ajt.abril@ua.es
Francisco Baeza Brotons. Universidad de Alicante. Ayudante Doctor. Dr. Ingeniero Civil. fbaeza.brotons@ua.es
Avelino Fernández Fanjul. Universidad de Alicante. Colaborador Honorífico. Ingeniero Civil. afjerfan@hotmail.com

Hormigón ligero, segregación, densidad, ultrasonidos, análisis de imagen.

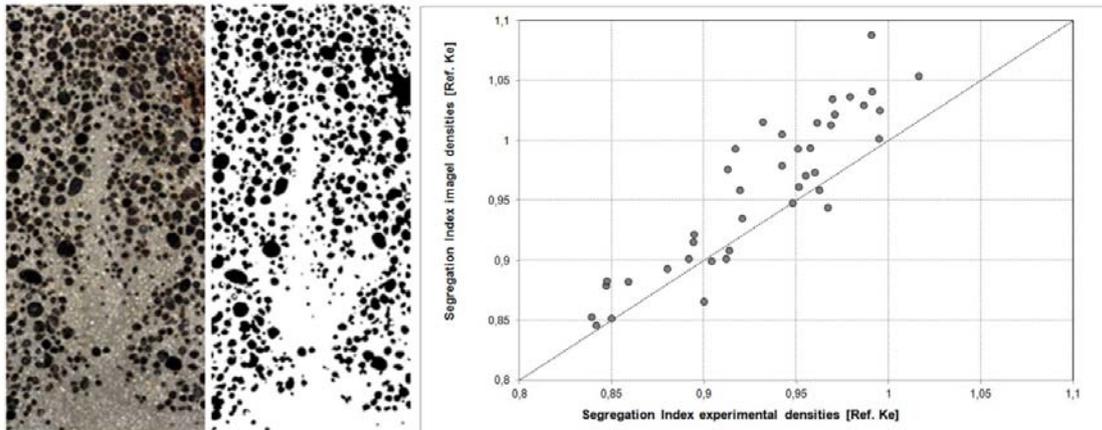
Lightweight concrete, segregation, density, ultrasonics, image analysis.

Los hormigones ligeros permiten una mayor flexibilidad en el diseño de estructuras y un ahorro de costes ya que se pueden disminuir de forma considerable las cargas muertas, costes de cimentación, etc. Además, mejora la eficiencia energética de los edificios debido a un incremento de la resistencia térmica. Sin embargo, estos hormigones son susceptibles a presentar segregación debido a las diferencias entre las densidades de sus componentes durante el proceso de vibrado. La segregación, a pesar de producirse de forma accidental, provoca una distribución no uniforme de los áridos en la mezcla de hormigón que puede afectar, fuertemente, las características globales consideradas como valores homogéneos durante el diseño. Estos aspectos justifican que se evalúe la segregación utilizando diferentes índices para su cuantificación. El objetivo principal del estudio fue evaluar la segregación de un hormigón ligero, fabricado en laboratorio, provocando su segregación con la aplicación de diferentes tiempos de vibrado interno en probetas cilíndricas (150 mm diámetro y 300 mm altura). Para estimar el índice de segregación del hormigón con cada tiempo de vibración, las probetas de hormigón ligero se seccionaron horizontalmente y se obtuvo la relación existente entre la densidad de la sección superior y la inferior. Así mismo, se procedió a estudiar, mediante la técnica de análisis de imagen, la cantidad de árido en cada una de las secciones del hormigón. Con el fin de estimar la calidad de cada una de las secciones de hormigón se realizaron ensayos ultrasónicos de cada una de las secciones. Los resultados muestran cómo evoluciona el índice de segregación para un hormigón ligero dependiendo del tiempo de vibración obteniéndose los tiempos óptimos cuando la distribución de los áridos es homogénea en la sección de la probeta de hormigón. Además, se puede observar como varía la cantidad de árido ligero en las distintas secciones del hormigón en función del tiempo de segregación. El estudio de velocidad de impulsos ultrasónicos en las distintas secciones también muestra los cambios en la calidad del hormigón debido a este fenómeno. A pesar de encontrar diferencias significativas entre las condiciones de obra y de laboratorio, donde es más sencillo controlar el procedimiento, este estudio preliminar puede ser de gran importancia a la hora de evaluar el fenómeno de la segregación en hormigones tan sensibles como los ligeros a la hora de su fabricación y puesta en obra.

Agradecimientos: Esta investigación ha sido financiada por la Universidad de Alicante (GRE13-03).



a) Fabricación de las probetas, b) sección vertical: segregación, c) sección horizontal: densidad



Hormigón segregado y su imagen binarizada

200. INFLUENCIA DE LA ABSORCIÓN DE AGUA EN LOS HORMIGONES LIGEROS

INFLUENCE OF WATER ABSORPTION IN LIGHTWEIGHT CONCRETE

Avelino Fernández Fanjul. Universidad de Alicante. Colaborador Honorífico. Ingeniero Civil. afxfan@hotmail.com

Antonio José Tenza Abril. Universidad de Alicante. Contratado Doctor. Dr. Ingeniero Civil. ajt.abril@ua.es

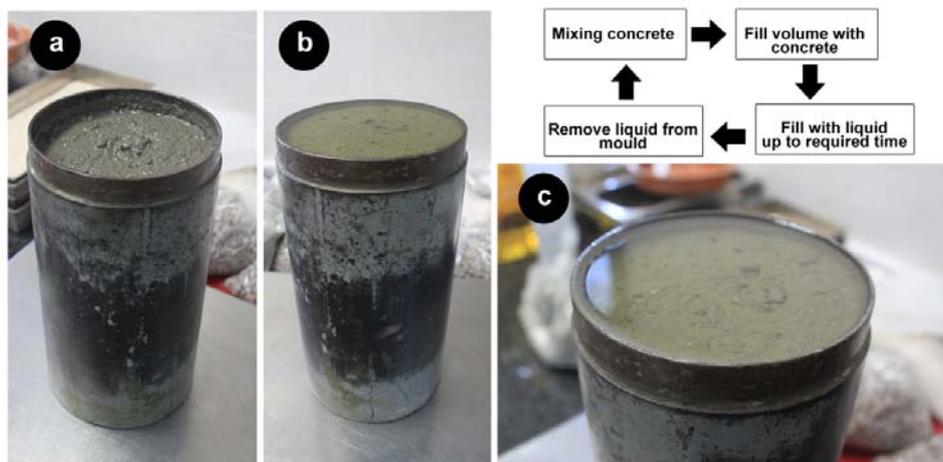
Francisco Baeza Brotons. Universidad de Alicante. Ayudante Doctor. Dr. Ingeniero Civil. fbaeza.brotons@ua.es

Absorción acuosa, absorción viscosa, densidad, hormigón ligero, metodología.

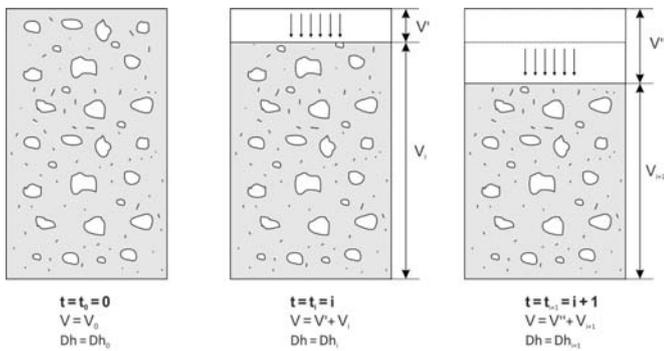
Aqueous absorption, viscous absorption, density, lightweight concrete, methodology.

La absorción de los áridos ligeros es probablemente una de las propiedades más importantes, sobre todo, en aquellos de fuerte porosidad. Esta fuerte absorción influye la docilidad y las principales propiedades del hormigón endurecido, y es una de las principales dificultades que se presentan en la dosificación de los hormigones

ligeros. La absorción en este tipo de áridos es relativamente rápida en las primeras horas, produciéndose una parte notable de la misma en los primeros minutos. Cuanto menos contenido en agua tengan los áridos ligeros en el momento de la mezcla mayor será la absorción en el curso de la puesta en obra. La estimación del agua absorbida por los áridos ligeros es todavía uno de los retos más importantes en la producción de los hormigones ligeros estructurales ya que dificulta el control del agua efectiva que afecta al hormigón durante el mezclado. Para tratar de clarificar el problema de la absorción, existe otra forma de enfocar el problema en cuestión. En efecto, la determinación de la absorción de los áridos ligeros se realiza actualmente considerando un medio acuoso lo que conduce a una sobreestimación de la necesidad de agua de amasado que influye directamente en las propiedades físico-mecánicas del hormigón endurecido. Esta sobreestimación se produce como consecuencia, por una parte, de la inclusión de la absorción superficial, o parte de la misma, y por otra parte, por la incertidumbre de su cuantificación debido al procedimiento operatorio. Para ello, proponemos una nueva metodología para la determinación de la densidad de las partículas y de la absorción de agua en áridos ligeros, normales y pesados en un medio acuoso. Sin embargo, la absorción entre el momento de la mezcla y la puesta en obra, se realiza en un medio viscoso. Obviamente, la absorción en un medio viscoso debe ser inferior a la absorción en un medio acuoso. De ahí la necesidad de abordar el problema de dicha absorción mediante una nueva óptica. Para ello, proponemos una novedosa metodología para la



Nueva metodología para determinación de la absorción de agua en medio viscoso



Descenso del volumen de hormigón en el tiempo debido a la absorción del agua de amasado

determinación de la absorción de agua de áridos ligeros en un medio viscoso.

Agradecimientos: esta investigación ha sido financiada por la Universidad de Alicante (GRE13-03).

202. ¿TIENE SENTIDO MANTENER UN DOBLE CONTROL DE CALIDAD DEL HORMIGÓN CON UN CONTROL DE RECEPCIÓN Y UN CONTROL DE PRODUCCIÓN?

DOES IT MAKE SENSE TO MAINTAIN A DOUBLE QUALITY CONTROL OF CONCRETE WITH A CONTROL RECEPTION AND PRODUCTION CONTROL?

Jorge del Pozo Martín. Universidad Politécnica de Cataluña.
 Doctorando. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
 jorgedel Pozo@gmail.com

Antonio Aguado de Cea. Universidad Politécnica de Cataluña.
 Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales
 y Puertos. antonio.aguado@upc.edu

Sergio Piarissí Cavalero. Universidad Politécnica de Cataluña.
 Profesor. Dr. Ingeniero Civil. sergio.piarissí@upc.edu

María Jesús Abellán Madrid. Universidad Carlos III de Madrid.
 Profesora Asociada. Licenciada en Economía. mjabella@eco.uc3m.es

Hormigón, control de calidad, control de recepción, control de producción.

Concrete, quality control, reception control, production control.

La legislación española obliga en la actualidad a una duplicidad de ensayos en el sistema de control de calidad del hormigón que ha sido cuestionada en los últimos años. Por un lado se tiene que realizar un control de producción por parte del suministrador del hormigón mientras que, por otro lado, las obras deben hacer a su vez un control de recepción de ese mismo hormigón.

En trabajos anteriores el análisis de esta duplicidad fue realizado únicamente a nivel teórico, exponiendo que dicha duplicidad se debía a que originariamente solo se estableció en la normativa española el control de recepción, partiendo del primer documento de la Comisión Permanente de Hormigón del año 1972, documento en el que se basó la normativa técnica española. Las normativas internacionales actuales, como el EUROCÓDIGO, solo obligan a realizar un control de producción, que la normativa española ha incorporado pero sin eliminar el control de recepción, generando así la mencionada duplicidad en el control de calidad.

Esta comunicación analiza dicha cuestión de una forma empírica, mediante el análisis estadístico de los resultados de control de producción (fig. 1) y control de recepción (fig. 2) de un mismo hormigón durante 9 meses, comparando los resultados del ensayo de resistencia a compresión simple a 28 días de 353 lotes en el control de producción y 2.444 lotes en el control de recepción. El objetivo es comprobar si los resultados demuestran que ambos muestreos provienen de una misma población y son estadísticamente equivalentes entre sí. El análisis estadístico ha consistido en aplicar a los resultados de los ensayos de control de recepción y producción un contraste de igualdad de medias y un contraste de igualdad de medianas para comprobar la hipótesis de que no hay diferencias estadísticamente significativas entre las medias y medianas de ambas muestras.

Los análisis indican que las muestras provienen de una misma población lo que implicaría, en efecto, que los resultados de control de producción son estadísticamente asimilables a los arrojados por el de control de recepción. Ello sugiere que se podría estar duplicando de manera innecesaria el control de calidad de un mismo hormigón al aportar el segundo de los controles resultados estadísticamente asimilables a los arrojados por el primero de ellos.

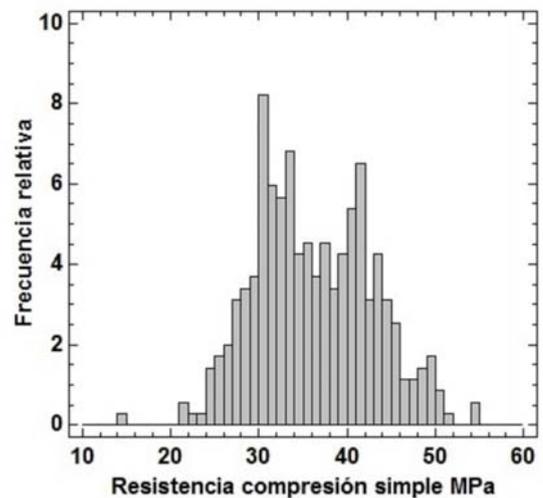


Figura 1. Control de producción frecuencia relativa % - Resistencia a compresión simple 28 días MPa

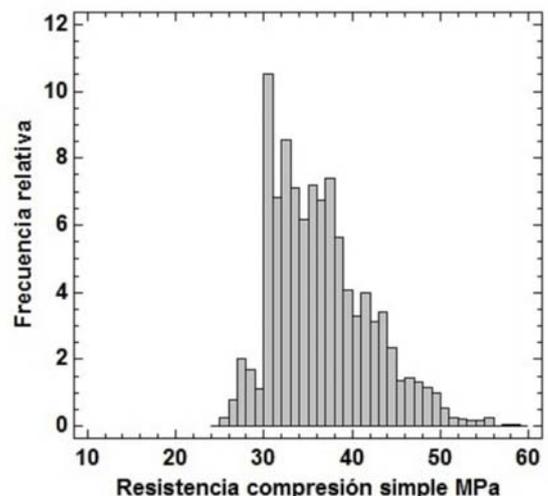


Figura 2. Control de recepción frecuencia relativa % - Resistencia a compresión simple 28 días MPa

205. RECOMENDACIONES PARA LA CONCEPCIÓN DE LOS DETALLES FRENTE A FATIGA EN PUENTES MIXTOS DE CARRETERA

GUIDELINES FOR THE DESIGN OF FATIGUE DETAILS IN COMPOSITE STEEL AND CONCRETE BOX GIRDER ROAD BRIDGES

Miguel Ortega Cornejo. IDEAM, S.A. Director de Ingeniería. Ingeniero de aminos, Canales y Puertos. miguel.ortega@ideam.es
 Francisco Millanes Mato. IDEAM, S.A. Presidente. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. francisco.millanes@ideam.es

Fatiga, soldadura, estructura metálica, cajón mixto, celosía.

Fatigue, welding, steel structure, composite box girder, truss.

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.

En el artículo se hará una descripción de los principales detalles de fatiga más habituales que se dan en puentes con sección cajón mixta o bijácena mixta, en las soluciones más convencionales, remarcando

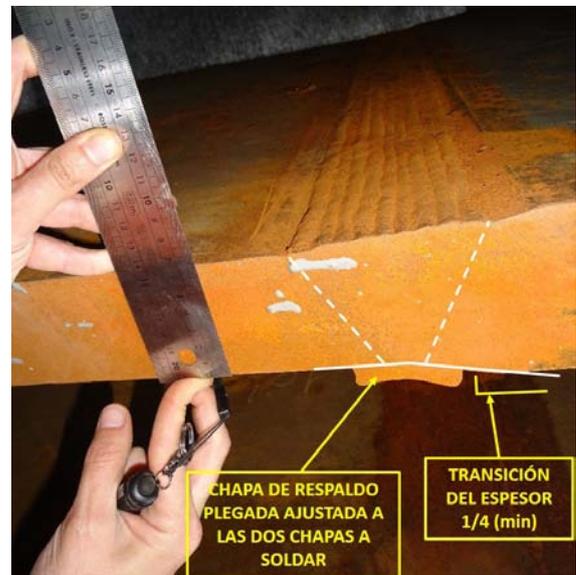


Figura 1. Detalle de soldadura a tope con chapa de respaldo

aquellos puntos que son más susceptibles de condicionar frente a fatiga. En cada caso se propondrán los detalles que permitan alcanzar la mayor categoría posible, acorde con el Eurocódigo 3 parte 1-9 (UNE-EN 1993-1-9).

Se analizarán, entre otros, los detalles de empalme de chapas a tope mediante soldadura con acceso por los dos lados (con categorías de fatiga variables entre 112, 90 y 80), los empalmes con chapa de respal-

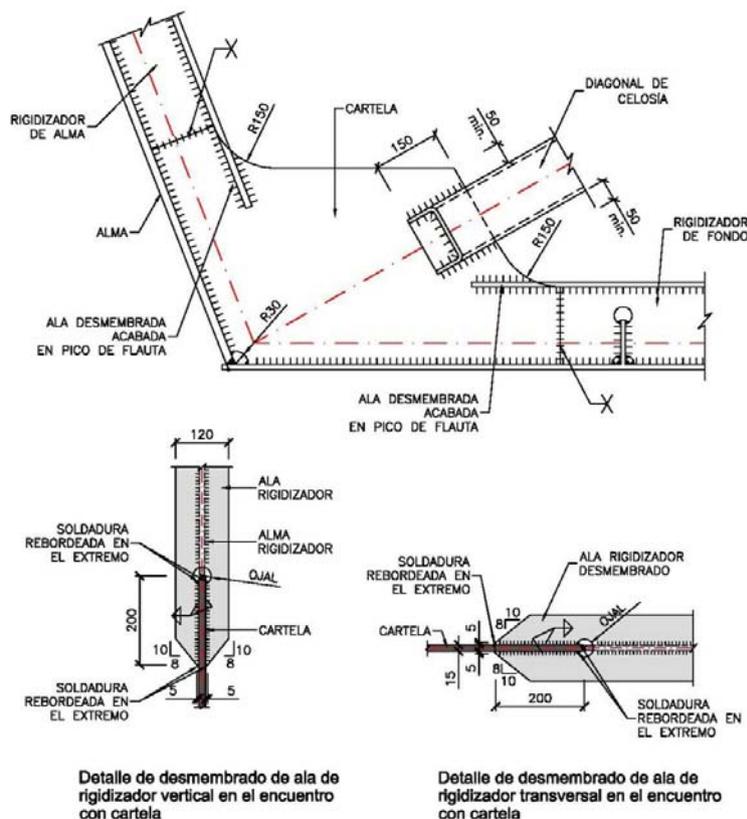


Figura 2. Ejemplo de nudo de una celosía transversal con detalles adecuados frente a fatiga

do (fig. 1), con categoría 71, exponiendo la problemática que el empleo de la chapa de respaldo puede llegar a generar en el caso de que su ajuste no sea el adecuado, y se expondrá con detalle la problemática de las soldaduras ejecutadas por un solo lado sin chapa de respaldo.

Así mismo se analizarán los detalles más habituales de rigidizadores transversales y longitudinales, así como los detalles específicos que se generan en las celosías transversales (fig. 2), con sus detalles e implicaciones frente a la fatiga.

207. MATERIALES DE BASE CEMENTO CON TiO₂: PROPIEDADES DE LA MATRIZ SEGÚN LA EFICACIA FOTOCATALÍTICA Y SU IMPLEMENTACIÓN A ESCALA REAL

TiO₂ CEMENT BASED MATERIALS: INFLUENCE OF THE PROPERTIES OF THE MATRIX ON THE PHOTOCATALYTIC EFFICIENCY AND REAL SCALE IMPLEMENTATION

Eva Jiménez Relinque. Instituto Eduardo Torroja. CSIC. Contratada Predoctoral. Licenciada en Ciencias Ambientales. eva.jimenez@csic.es
 Ángel Castillo Talavera. Instituto Eduardo Torroja. CSIC. Científico Titular. Vicedirector IETcc. Dr. Ingeniero de Caminos. acastillo@ietcc.csic.es
 Marta Castellote Armero. Instituto Eduardo Torroja. CSIC. Investigador. Directora IETcc. Dra. Ciencias Químicas. martaca@ietcc.csic.es

Fotocatálisis, eficiencia, cemento, rugosidad, microestructura.

Photocatalysis, efficiency, cement, roughness, microstructure.

La necesidad de un ambiente más limpio lleva a pensar en la necesidad de un uso eco-compatible de los materiales de construcción. En este campo, la fotoquímica aplicada mediante la incorporación de nanocompuestos con características fotocatalíticas a los materiales de construcción, puede ser una solución interesante. La fotocatálisis es una tecnología basada en la absorción de energía radiante por un semiconductor, principalmente TiO₂, que actúa como fotocatalizador. Al aprovechar la energía lumínica, el catalizador induce la formación de especies altamente oxidantes que pueden reaccionar con las sustancias orgánicas e inorgánicas adsorbidas en su superficie, degradándolas o mineralizándolas por completo. La inclusión del TiO₂ en los materiales de construcción ha permitido obtener materiales con propiedades

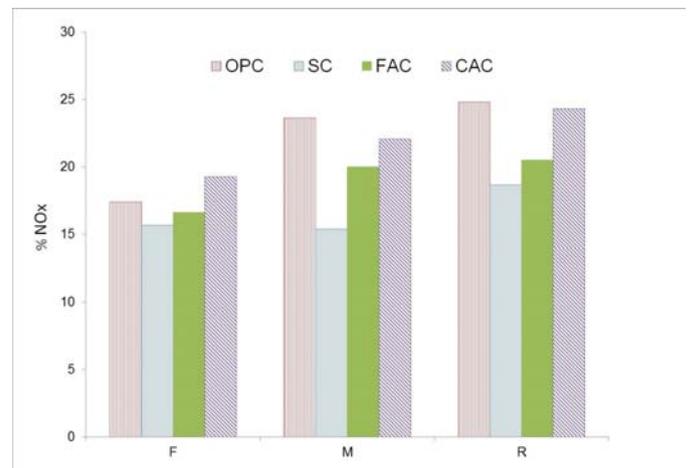


Figura 2. Degradación de NOx en función de diferentes aglutinantes

descontaminantes, auto-limpiantes y auto-desinfectantes. Sin embargo, hay algunas variables de estos materiales cuya influencia no se ha estudiado a fondo. Durante el proceso de fabricación de materiales de construcción fotocatalíticos, se pueden utilizar diferentes tipos de cemento y aglutinantes. Estos materiales pueden causar modificaciones significativas en las propiedades redox o capacidades fotoabsorción, que pueden influir de manera significativa en el comportamiento fotocatalítico. Por otro lado, es necesario conocer la influencia del acabado de la superficie del mortero cuando se utilizan estos productos en situaciones reales.

Teniendo en cuenta esta necesidad de estudio, el efecto de la adición de TiO₂ y la influencia del tipo de aglutinante, rugosidad de la superficie y micro/macro-estructura en la foto-actividad ha sido evaluado en morteros con cuatro tipos de cements y tres rugosidades. La eficiencia fotocatalítica en función de la composición de la mezcla fue evaluada en función de la degradación de NOx (fig. 1) y la auto-limpieza con las tintas azul de metileno y rodamina b (fig. 2). Estas diferencias se han atribuido al potencial redox de la fase acuosa de la red de poros y a las energías de fotoabsorción de los componentes de la matriz de cemento. En cuanto a la rugosidad y la estructura, se encontró que la superficie activa disponible es un parámetro necesario para evaluar la eficacia fotocatalítica. Adicionalmente, al aplicar esta tecnología a escala real, se ha observado que es complicado el monitorizar el sistema desde un punto de vista global y evaluar su funcionamiento. Para resolver esto, los autores desarrollan el

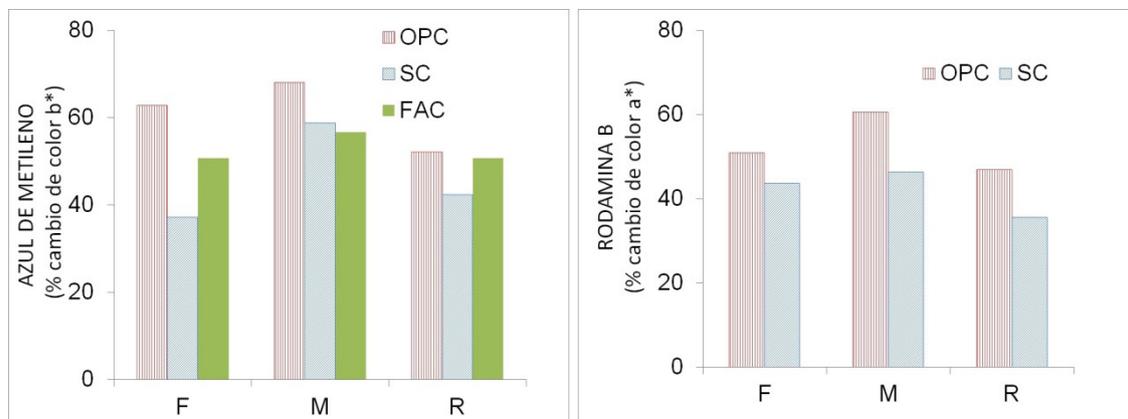


Figura 1. Degradación de Rodamina B y azul de metileno en función de diferentes aglutinantes

proyecto LIFE "Sustainability of photocatalytic technologies on urban pavements: From laboratory tests to in field compliance criteria", LIFE-PHOTOSCALING, cuyos resultados preliminares se presentarán en este artículo.

222. RECOMENDACIONES PARA LA CONCEPCIÓN DE LOS DETALLES FRENTE A FATIGA EN LOSAS ORTÓTROPAS DE CARRETERA

GUIDELINES FOR THE DESIGN OF FATIGUE DETAILS IN ORTHOTROPIC ROAD DECKS

Miguel Ortega Cornejo. IDEAM, S.A. Director de Ingeniería. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. miguel.ortega@ideam.es
Francisco Millanes Mato. IDEAM, S.A. Presidente. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. francisco.millanes@ideam.es

Fatiga, soldadura, estructura metálica, bñjácena mixta, conexión.

Fatigue, welding, steel structure, composite twin girder, connection.

Los tableros con losa ortótropa no suelen ser demasiado habituales en puentes de carretera ya que presentan una serie de inconvenientes frente a las soluciones clásicas mixtas con losa superior de hormigón:

- La losa ortótropa representa una cuantía importante de acero estructural, que tiene un coste relativo más elevado que la losa de hormigón armada conectada al tablero metálico (cajón o vigas).
- El acabado superficial de la losa ortótropa apenas permite ajustar la rasante y puede presentar ciertas deformaciones en la chapa superior del tablero inducidas por las soldaduras de los rigidizadores longitudinales y transversales. Este tipo de tableros además tiene normalmente espesores de pavimento muy reducidos y la regularidad del acabado de la chapa ortótropa superior puede llegar a afectar a la geometría de la superficie de la capa final de rodadura.

En general, las losas ortótropas se emplean en soluciones en las que estrictamente es necesario reducir mucho el peso propio de la estructura, como suele ser el caso de tableros de puentes levadizos, o basculantes, empleados habitualmente en puertos, o en tableros de puentes atirantados o colgantes con grandes luces que requieran reducir las cargas permanentes.

Las losas ortótropas más habituales son las que presentan rigidizadores longitudinales cerrados con forma de bulbo u omega (fig. 1).

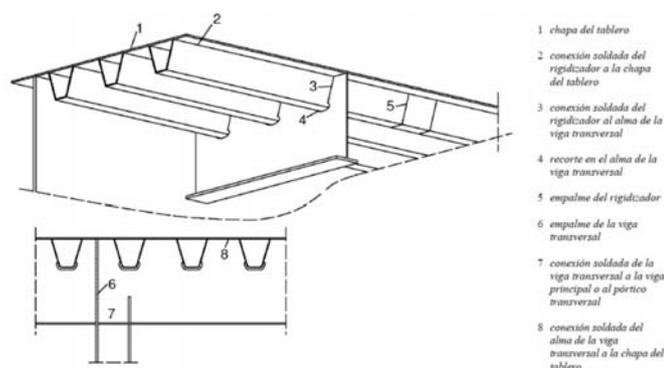


Figura 1. Detalles de fatiga en lasas ortótropas con rigidizadores longitudinales cerrados

Este tipo de tableros presenta unas particularidades frente a la respuesta a fatiga que condiciona la concepción, el proyecto, la ejecución y el control de la ejecución de sus detalles, y es en esta tipología donde se han detectado más patologías de fatiga con el progreso de fisuras por el paso repetitivo de los ejes de carga de los vehículos pesados.

En el artículo se describirán con detalle las particularidades de esta tipología, con recomendaciones para evitar problemas de fatiga, así como los puntos críticos de cruce de rigidizadores longitudinales y transversales, los detalles y precauciones que hay que adoptar a la hora de realizar el empalme de bulbos, junto con sus soldaduras a la chapa de piso.

223. DEFORMACIONES DIFERIDAS EN VIGAS DE HORMIGÓN REFORZADAS CON LAMINADOS NSM CFRP

TIME-DEPENDENT DEFORMATIONS OF NSM CFRP STRENGTHENED RC BEAMS

Mohamed A. Moawad. Universitat de Girona. Investigador en formación. Ingeniero Civil. mohamed.moawad@udg.edu
Lluís Torres Llinás. Universitat de Girona. Profesor Titular. Dr. Ingeniero Industrial. lluis.torres@udg.edu
Cristina Barris Peña. Universitat de Girona. Profesora Lectora. Dra. Ingeniera Industrial. cristina.barris@udg.edu
Marta Baena Muñoz. Universitat de Girona. Profesora Lectora. Dra. Ingeniera Industrial. marta.baena@udg.edu
Mohamed R. Emara. Universitat de Girona. Investigador en formación. Ingeniero Civil. mohamed.emara@udg.edu
Ricardo Perera Velamazán. Universidad Politécnica de Madrid. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Minas. ricardo.perera@upm.es

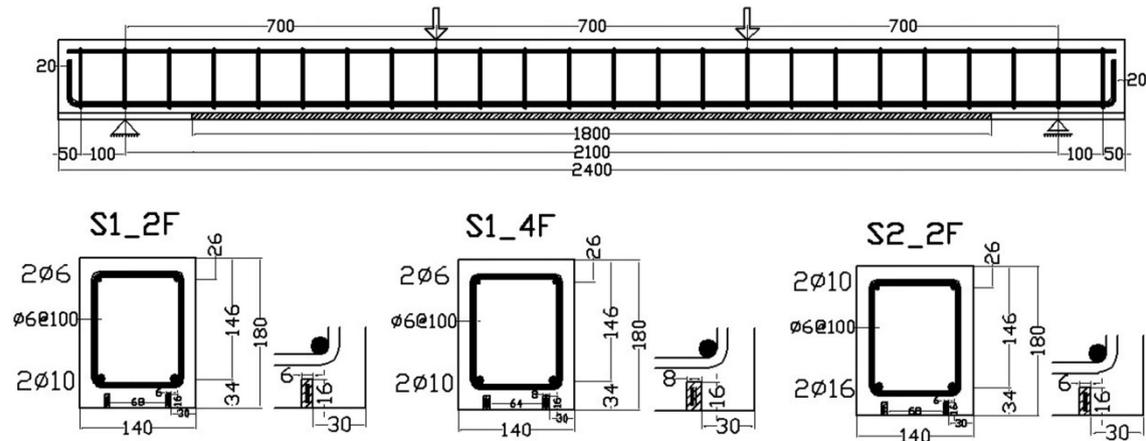
CFRP, flechas, comportamiento a flexión, NSM, carga mantenida.

CFRP, deflection, flexural behaviour, NSM, sustained load.

El uso de materiales compuestos de polímeros reforzados con fibras (Fibre Reinforced Polymer, FRP) insertados en el recubrimiento de hormigón (Near-Surface Mounted, NSM) ha demostrado ser una interesante opción para el refuerzo de estructuras de hormigón armado. Dicha metodología consiste en insertar y adherir el refuerzo de FRP (laminado o barra) en una ranura realizada en el recubrimiento de hormigón.

A pesar del creciente número de estudios sobre el comportamiento instantáneo a flexión de estructuras reforzadas con NSM FRP, son muy pocos los trabajos relacionados con el comportamiento a largo plazo de dichas estructuras. Los efectos de las propiedades diferidas de los materiales, así como los derivados del sistema de refuerzo bajo diferentes condiciones, pueden afectar a la capacidad portante y adherente del conjunto con el tiempo, causando un incremento de deformación así como una redistribución de esfuerzos.

En esta comunicación se estudia el comportamiento a flexión de vigas de hormigón armado reforzadas con laminados de carbono (CFRP), instalados con la técnica NSM, mediante una campaña experimental con aplicación de carga mantenida en el tiempo. El programa consistió en ensayar diez vigas a flexión en cuatro puntos, algunas de ellas sin refuerzo y otras reforzadas mediante NSM FRP. Cinco vigas se ensayaron para evaluar el comportamiento instantáneo hasta rotura, y otras cinco se sometieron inicialmente a carga de servicio y posteriormente a carga mantenida para estudiar los efectos diferidos.



Detalles del armado y refuerzo de las vigas



Disposición del ensayo con carga mantenida

Los dos parámetros estudiados fueron el área de refuerzo CFRP (dos y cuatro laminados) y la cuantía de acero a tracción (0,77% y 1,97%), para evaluar el efecto de la rigidez del refuerzo CFRP y de la armadura interna en el comportamiento diferido. La relación entre la armadura de acero a tracción y compresión se mantuvo constante en todas las vigas para eliminar su efecto en el comportamiento diferido. Las propiedades instantáneas y diferidas de los materiales se caracterizaron mediante ensayos normalizados.

En la comunicación se presentan y discuten los resultados a largo plazo referentes a la evolución de las flechas, deformaciones en la sección central y deformaciones en el refuerzo de CFRP. Los resultados reflejan los efectos de los diferentes parámetros estudiados en el comportamiento a flexión de vigas de hormigón armado reforzadas con NSM CFRP.

228. FLUENCIA DE UN ADHESIVO EPOXI PARA EL REFUERZO DE VIGAS DE HORMIGÓN CON NSM FRP SOMETIDO A DISTINTAS CONDICIONES AMBIENTALES

CREEP OF AN EPOXY ADHESIVE FOR NSM FRP STRENGTHENING OF RC BEAMS UNDER DIFFERENT ENVIRONMENTAL CONDITIONS

Mohamed R. Emara. Universitat de Girona. Investigador en formación. Ingeniero Civil. mohamed.emara@udg.edu

Lluís Torres Llinás. Universitat de Girona. Profesor Titular. Dr. Ingeniero Industrial. lluis.torres@udg.edu
 Marta Baena Muñoz. Universitat de Girona. Profesora Lectora. Dra. Ingeniera Industrial. marta.baena@udg.edu
 Cristina Barris Peña. Universitat de Girona. Profesora Lectora. Dra. Ingeniera Industrial. cristina.barris@udg.edu
 Mohamed A. Moawad. Universitat de Girona. Investigador en formación. Ingeniero Civil. mohamed.moawad@udg.edu
 Enrique Sevillano Bravo. Universidad Politécnica de Madrid. Investigador. Dr. Ingeniero Industrial. enrique.sevillano@upm.es

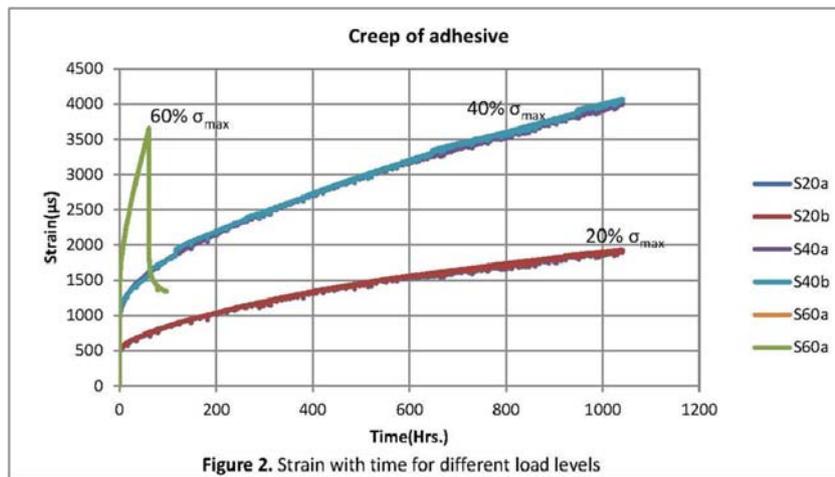
NSM, FRP, fluencia, epoxi, condiciones ambientales.

NSM, FRP, creep, epoxy, environmental conditions.

En las últimas décadas se ha generalizado el uso de polímeros reforzados con fibras (en inglés Fibre Reinforced Polymers, FRP) para el refuerzo de estructuras de hormigón armado. De entre las metodologías de refuerzo existentes, destacan la técnica de refuerzos insertados en el recubrimiento (en inglés Near Surface Mounted, NSM) y la de los refuerzos adheridos exteriormente (en inglés Externally Bonded, EB), en las que se utiliza un adhesivo estructural encargado de transferir las cargas entre hormigón y refuerzo FRP.



Ensayo de fluencia



Deformación unitaria en función del tiempo para distintos niveles de carga

A pesar de su importancia, son pocos los estudios existentes sobre el efecto de la temperatura y la humedad en la fluencia de estos adhesivos estructurales. En esta comunicación se presenta un estudio experimental sobre la fluencia de un adhesivo estructural, tipo epoxi, bajo diferentes condiciones de temperatura y humedad. Este estudio se enmarca en un proyecto más amplio sobre el comportamiento de estructuras reforzadas con FRP mediante la técnica NSM.

Para el estudio experimental, se han llevado a cabo ensayos a tracción pura con carga mantenida dentro de una cámara climática, combinando dos temperaturas y humedades, así como diferentes niveles de carga mantenida. Se han realizado ensayos de tracción y de análisis dinamomecánico (en inglés Dynamic Mechanical Analysis, DMA) para obtener la resistencia y temperatura de transición vítrea del adhesivo. Como resultado de los ensayos se registró la evolución de las deformaciones en función del tiempo, mostrando que la fluencia de los adhesivos se ve claramente afectada por las condiciones de temperatura y humedad, que puede tener una influencia importante en el comportamiento del sistema reforzado.

231. MEDIDA DE LA HUMEDAD EN TABLEROS DE PUENTES EXISTENTES

MEASUREMENT OF MOISTURE IN EXISTING DECKS BRIDGES

Emilio Criado Moran. Ministerio de Fomento. Jefe de Sección. Ingeniero de Materiales. jecriado@fomento.es

Sensores, puente, humedad.

Sensors, bridge, moisture.

El valor de humedad relativa en el interior de un la masa de hormigón en un elemento estructural es uno de los factores más importantes en el inicio y progresión de algunas patologías. La corrosión, la difusión de cloruros o el avance del frente de carbonatación se ven influenciados por la presencia de agua capilar en el hormigón.

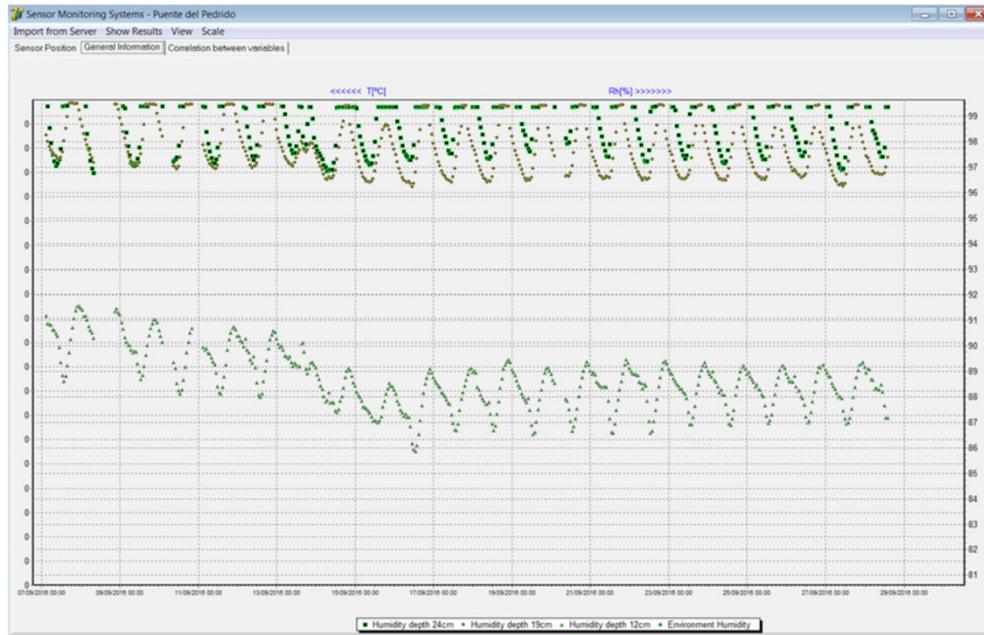
A pesar de ello en la bibliografía apenas se encuentran datos sobre el contenido de humedad del hormigón en estructuras en servicio.

La aparición de una patología tipo árido álcali, muy ligada a la existencia de altos grados de humedad como los existentes en presas, en una losa de un paso superior en un ambiente seco plantea la necesidad de estudiar el grado de humedad existente en esa losa y su evolución a lo largo del tiempo.

Para ello se instaló en la estructura un sistema desarrollado por el instituto Eduardo Torroja constituidos por tres sensores vaisala de humedad relativa y temperatura dentro de la losa de hormigón, una estación meteorológica para medir la humedad relativa y temperatura exterior y una mota de transmisión.



Sensores instalados en el tablero



Evolución de la humedad relativa a diferentes profundidades

Los tres sensores se colocaron en el interior de la losa en tres taladros que se realizaron a profundidades de 12, 19 y 24 cm de profundidad. Una vez colocado el sensor dentro del orificio se cierra con una junta tórica que permite que se alcance el equilibrio en la HR del orificio con la que existe en el hormigón.

Todos los datos recogidos por estos sensores junto con los de la estación meteorológica exterior son recogidos y enviados por una mota a un servidor donde se almacenan y se analizan mediante una aplicación informática.

Estos sensores se instalaron en mayo de 2016 y de los datos obtenidos hasta la fecha se puede observar que en el momento de instalar los sensores la HR en el interior de la losa era próxima al 100% en todas las profundidades. Con la llegada del verano y la disminución de las precipitaciones y la humedad relativa exterior se ha producido una disminución de la humedad relativa en el interior de la losa pero muy pequeña porque los sensores situados a 19 y 24 cm están entre el 97 y 99% de humedad relativa y el más exterior está entre el 86% y el 90%.

233. SIMULACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE PUENTES ATIRANTADOS DE HORMIGÓN

SIMULATION OF THE CONSTRUCTION PROCESS OF CONCRETE CABLE-STAYED BRIDGES

José Antonio Lozano Galant. Universidad de Castilla-La Mancha.

Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. joseantonio.lozano@uclm.es

José Turmo Coderque. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesor

Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

jose.turmo@upc.edu

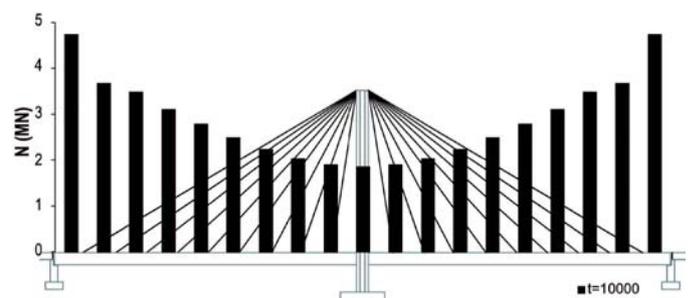
Puentes atirantados, simulación, apoyos provisionales, fluencia, retracción.

Cable-stayed bridges, simulation, temporary supports, creep, shrinkage.

Durante la construcción de los puentes de hormigón, los fenómenos diferidos, tales como la fluencia y la retracción, pueden afectar significativamente la geometría y los esfuerzos de este tipo de estructuras. De hecho, estos fenómenos modificarán la fuerza del tesado de los tirantes en fase de servicio. Para compensar estas pérdidas pueden ser necesarias operaciones de retesado, con el consiguiente incremento del coste de explotación.

En la literatura se han presentado un gran número de métodos para simular el proceso constructivo de los puentes atirantados. Todos estos métodos suelen asegurar que no se exceden los esfuerzos ni las deformaciones admisibles en los diferentes elementos. Sin embargo, algunos de estos métodos, concretamente aquellos basados en una simulación "hacia atrás", no permiten incluir directamente los efectos de la retracción ni la fluencia. Para recrear los efectos de estos fenómenos diferidos se suele utilizar una simulación "hacia delante". El principal problema de esta simulación es que tradicionalmente incluye complejos procesos iterativos que incrementan el coste computacional.

Para resolver estos problemas, en este artículo se propone un algoritmo, Forward-Direct Algorithm, que permite simular el proceso constructivo de los puentes atirantados de hormigón incluyendo los fenómenos de retracción y fluencia. La principal ventaja de este método es que permite compensar las pérdidas de los tirantes a lo largo



Fuerzas en los tirantes a los 10.000 días incluyendo los fenómenos diferidos

de la vida útil de la estructura por medio de las operaciones de tesoado realizadas durante el proceso constructivo, permitiendo así evitar las operaciones de retesoado en servicio. Para ilustrar la simulación de este método, se analiza una estructura basada en un puente real.

234. MODELIZACIÓN DE VIGAS MIXTAS CON INTERACCIÓN IMPERFECTA

MODELING COMPOSITE BEAMS WITH PARTIAL INTERACTION

José Antonio Lozano Galant. Universidad de Castilla-La Mancha. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. joseantonio.lozano@uclm.es

Enrique Mirambell Arrizabalaga. Universitat Politècnica de Catalunya. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. enrique.mirambell@upc.edu

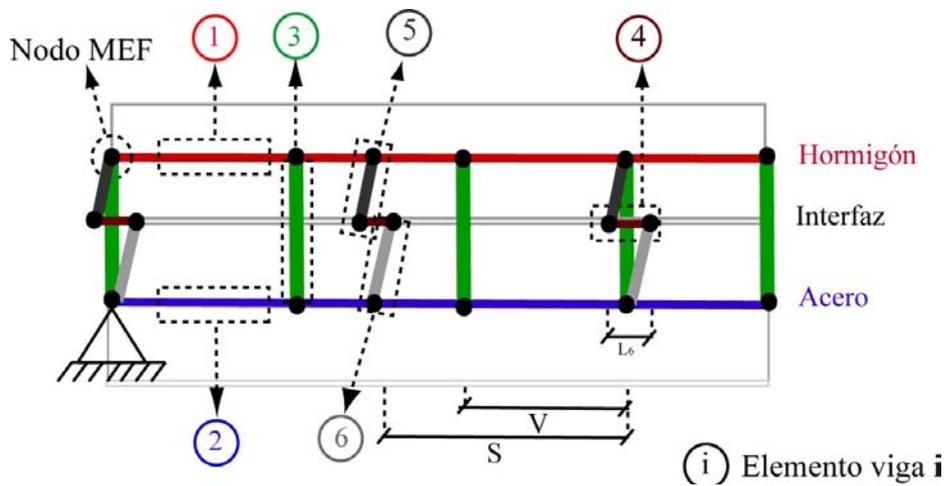
Dong XU. Tongji University. Full Professor. Civil Engineer. xu_dong@tongji.cn

José Turmo Coderque. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jose.turmo@upc.edu

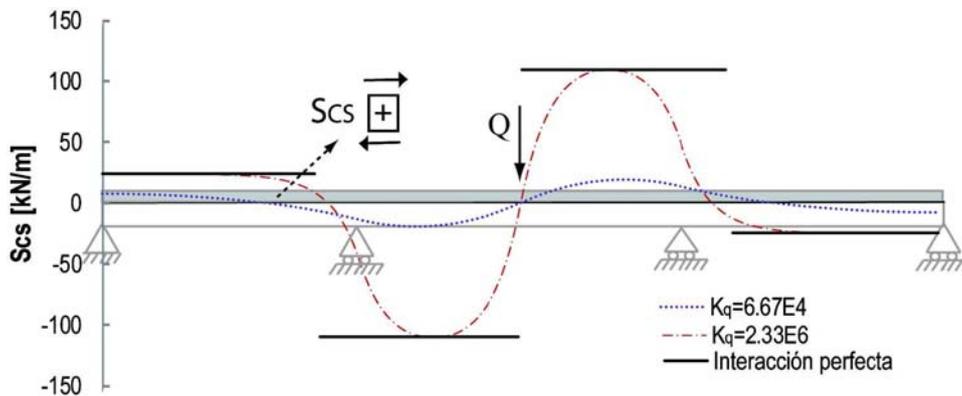
Interacción parcial, modelo de elementos finitos, viga mixta.

Partial Interaction, finite element model, composite beam.

La mayoría de normativa sobre vigas mixtas asume una conexión rígida entre el hormigón y el acero. Este tipo de conexión no produce ningún deslizamiento relativo entre ambos materiales y por tanto se puede aplicar la hipótesis de Navier. Sin embargo, las conexiones rígidas raramente se encuentran en la práctica, dado que la unión entre el hormigón y el acero cuenta con pernos conectores más o menos flexibles. Por este motivo, en estructuras reales siempre aparece un deslizamiento relativo entre ambos materiales. La simulación de este deslizamiento afecta tanto a las deformaciones como a los esfuerzos en el hormigón y el acero. Para simular este fenómeno, se han presentado un gran número de modelos numéricos y analíticos en la literatura. El mayor problema de la mayoría de estos modelos es que sus resultados no permiten un fácil diseño de sus elementos. Para evitar este problema, en este trabajo se propone un nuevo modelo de elementos finitos bidimensional. En este modelo cada uno de los componentes de la viga mixta se modela con elementos tipo viga, lo que facilita la interpretación de los resultados y por tanto su aplicación práctica. Para validar la precisión y eficiencia de este modelo, se presenta la comparación con las ecuaciones analíticas de diferentes casos de carga presentadas en la literatura.



Elementos del modelo de elementos finitos propuesto



Esfuerzos de rasante en la interfaz en función de la rigidez de los pernos conectores

235. APLICACIÓN DE MÉTODOS MATEMÁTICOS A LA IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES

APPLICATION OF MATHEMATICAL METHODS FOR STRUCTURAL SYSTEM IDENTIFICATION

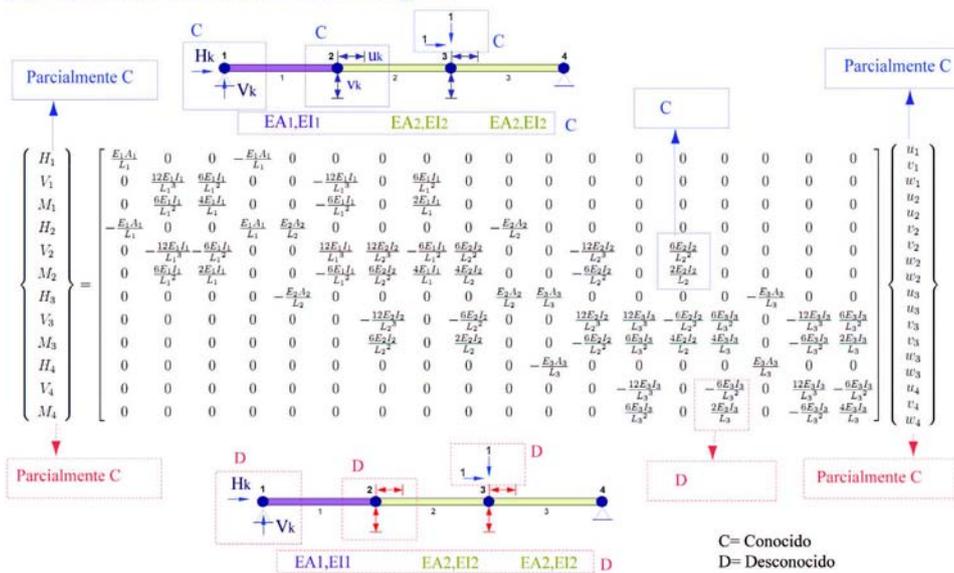
José Antonio Lozano Galant. Universidad de Castilla-La Mancha. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. joseantonio.lozano@uclm.es
 María Nogal Macho. Trinity College Dublin. Research Assistant. Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. nogalm@tcd.ie
 Enrique Castillo Ron. Universidad de Cantabria. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. enrique.castillo@unican.es
 José Turmo Coderque. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jose.turmo@upc.edu

Identificación de sistemas estructurales, observabilidad, método matemático.

Structural system identification, observability, mathematical method.

Tradicionalmente, el comportamiento de cualquier estructura se suele modelizar mediante modelos sencillos en los que las propiedades mecánicas y geométricas son deterministas. Sin embargo, en la mayoría de estructuras construidas los valores reales y teóricos de estas propiedades raramente coinciden debido a las incertidumbres en las propiedades de los materiales, procesos constructivos, dimensiones de las secciones, daño y estados tensionales. En estos casos es necesario realizar una calibración de los modelos para mejorar su precisión. Esta calibración es el objetivo principal de los métodos de Identificación de Sistemas Estructurales.

(A) Análisis directo de la Matriz de Rigidez



(B) Análisis Inverso de la Matriz de Rigidez

Comparación entre el enfoque directo e inverso de la matriz de rigidez

$$\begin{aligned}
 0 &= EI_1 w_1 - \frac{3}{8} EI_1 v_2 + \frac{1}{2} EI_1 w_2 \\
 0 &= \frac{1}{4} EA_1 u_2 + \frac{1}{4} EA_2 u_2 - \frac{1}{4} EA_2 u_3 \\
 0 &= -\frac{3}{8} EI_1 w_1 + \frac{3}{16} EI_1 v_2 - \frac{3}{8} EI_1 w_2 + \frac{3}{16} EI_2 v_2 + \frac{3}{8} EI_2 w_2 - \frac{3}{16} EI_2 v_3 + \frac{3}{8} EI_2 w_3 \\
 0 &= \frac{1}{2} EI_1 w_1 - \frac{3}{8} EI_1 v_2 + EI_1 w_2 + \frac{3}{8} EI_2 v_2 + EI_2 w_2 - \frac{3}{8} EI_2 v_3 + \frac{1}{2} EI_2 w_3 \\
 1 &= -\frac{1}{4} EA_2 u_2 + \frac{1}{2} EA_2 u_3 \\
 -1 &= -\frac{3}{16} EI_2 v_2 - \frac{3}{8} EI_2 w_2 + \frac{3}{8} EI_2 v_3 + \frac{3}{8} EI_2 w_4 \\
 0 &= \frac{3}{8} EI_2 v_2 + \frac{1}{2} EI_2 w_2 + 2EI_2 w_3 + \frac{1}{2} EI_2 w_4 \\
 0 &= \frac{3}{8} EI_2 v_3 + \frac{1}{2} EI_2 w_3 + EI_2 w_4 \\
 0 &= -\frac{1}{4} EA_1 u_2 - H_1 \\
 0 &= \frac{3}{8} EI_1 w_1 - \frac{3}{16} EI_1 v_2 + \frac{3}{8} EI_1 w_2 - V_1 \\
 0 &= -\frac{1}{4} EA_2 u_3 - H_4 \\
 0 &= -\frac{3}{16} EI_2 v_3 - \frac{3}{8} EI_2 w_3 - \frac{3}{8} EI_2 w_4 - V_4,
 \end{aligned}$$

Método de la matriz de rigidez
Método de la observabilidad

Desconocido Conocido

Sistema de ecuaciones polinomiales de una viga obtenido mediante técnicas de observabilidad

En este artículo se presenta la aplicación de un método matemático, el método de la observabilidad, para calibrar modelos a partir de la respuesta estática de la estructura. Este método aplica las técnicas de observabilidad para poder resolver el sistema de ecuaciones que aparece cuando se consideran rigideces desconocidas dentro de la matriz de rigidez de la estructura.

237. IDENTIFICACIÓN ESTRUCTURAL NUMÉRICA MEDIANTE TÉCNICAS DE OBSERVABILIDAD

NUMERICAL STRUCTURAL IDENTIFICATION BY OBSERVABILITY TECHNIQUES

José Antonio Lozano Galant. Universidad de Castilla-La Mancha. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. joseantonio.lozano@uclm.es

María Nogal Macho. Trinity College Dublin. Research Assistant. Civil Engineer. nogalm@tcd.ie

Lei Jun. Universitat Politècnica de Catalunya. FPI. Civil Engineer. littlex2lei@gmail.com

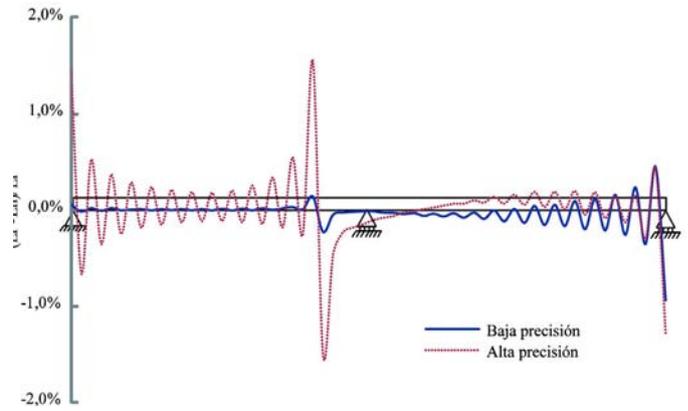
Dong Xu. Tongji University. Full Professor. Civil Engineer. xu_dong@tongji.cn

Gonzalo Ramos Schneider. Universitat Politècnica de Catalunya. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gonzalo.ramos@upc.edu

José Turmo Coderque. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jose.turmo@upc.edu

Identificación de sistemas estructurales, observabilidad, caso de carga estático.

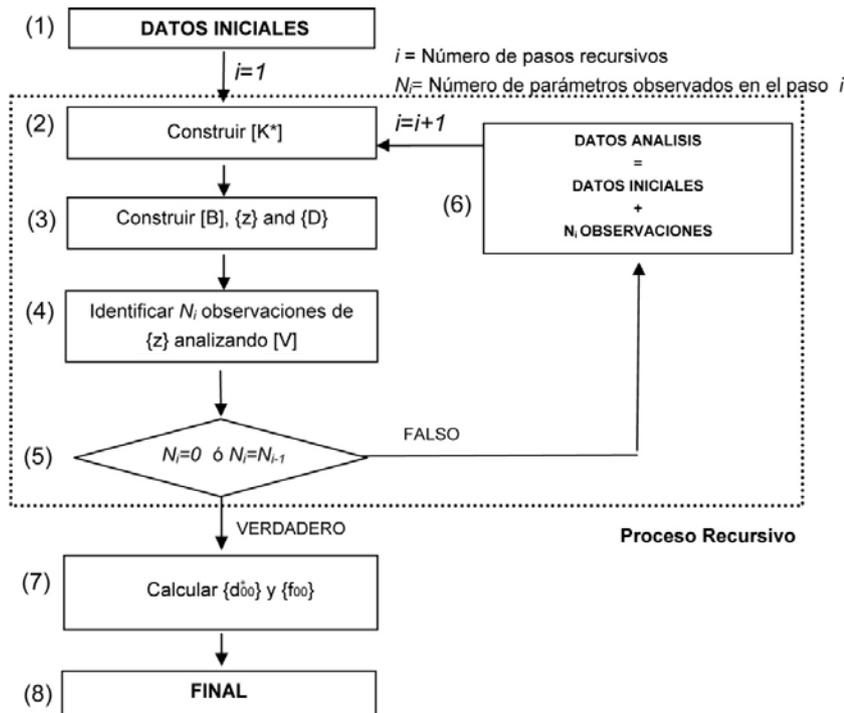
Structural system identification, observability, static loading case.



Estimación de inercias en una viga con diferentes precisiones de las medidas

En la literatura se han presentado las técnicas de observabilidad para la identificación de sistemas estructurales a partir de medidas en ensayos estáticos. Hasta la fecha este método sólo se ha analizado desde un punto de vista simbólico. A pesar de la elegancia de este enfoque, este análisis matemático no se puede aplicar directamente en estructuras reales. Para evitar este problema, en este artículo se propone una nueva técnica de observabilidad que combina dos enfoques: uno simbólico y uno numérico.

Para ilustrar el potencial de esta técnica, se comparan los resultados obtenidos con el método propuesto con los de dos métodos alternativos presentados en la literatura. Esta comparación muestra que, a diferencia de los otros métodos analizados, en las técnicas de observabilidad no son necesarias las mediciones en la estructura sin dañar. Además, el número de medidas requerido para detectar los daños es significativamente menor.



Algoritmo de identificación estructural mediante técnicas de observabilidad

253. REFUERZO DE PILARES CUADRADOS DE HORMIGÓN CON MATERIALES COMPUESTOS. INVESTIGACIÓN SOBRE LA DEFORMACIÓN ÚLTIMA EFECTIVA DEL ENCAMISADO

STRENGTHENING OF SQUARE CONCRETE COLUMNS WITH COMPOSITE MATERIALS. INVESTIGATION ON THE JACKET EFFECTIVE ULTIMATE STRAIN

Ana de Diego Villalón. Instituto Eduardo Torroja. CSIC. Dra. Ingeniera de Caminos. adediego@ietcc.csic.es

Ángel Arteaga Iriarte. Instituto Eduardo Torroja. CSIC. Dr. Ingeniero de Caminos. arteaga@ietcc.csic.es

José Pedro Gutiérrez Jiménez. Instituto Eduardo Torroja. CSIC. Dr. Ingeniero de Caminos. jpgutierrez@ietcc.csic.es

Cecilio López Hombrados. Instituto Eduardo Torroja. CSIC. Ingeniero de Caminos. clhombrados@ietcc.csic.es

Jaime Fernández Gómez. UPM. Dr. Ingeniero de Caminos. jaime.fernandez.gomez@upm.es

FRP, refuerzo, pilares, hormigón.

FRP, strengthening, columns, concrete.

Los materiales compuestos, también conocidos como polímeros reforzados con fibras (FRP), se utilizan cada vez más en aplicaciones estructurales debido a sus excelentes propiedades. Una de las aplicaciones más atractivas es el refuerzo de pilares mediante confinamiento para incrementar su resistencia y ductilidad.

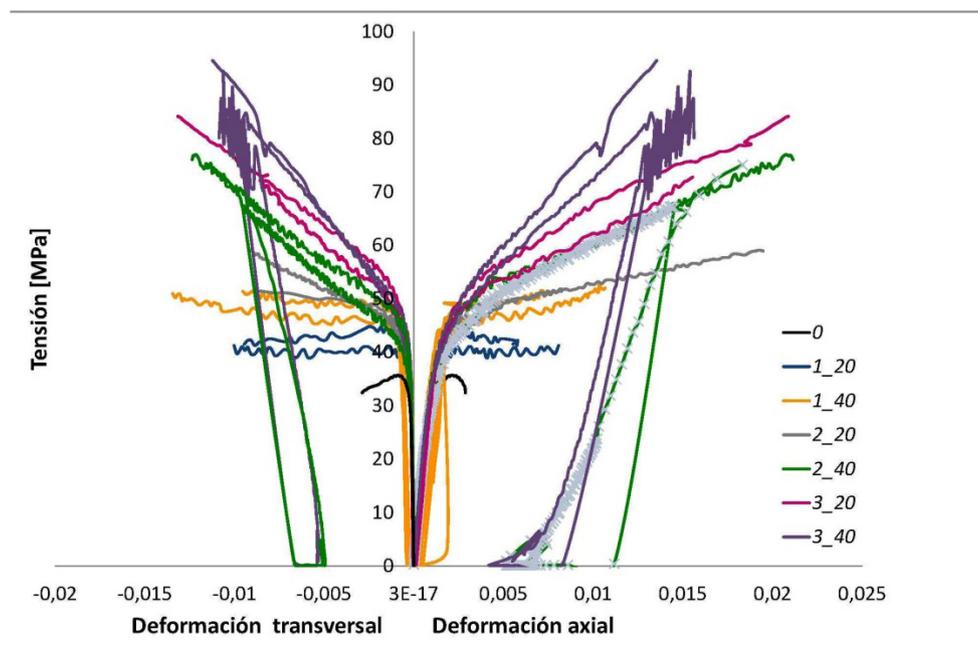
Hasta el momento se han realizado numerosos estudios experimentales en probetas cilíndricas de pequeñas dimensiones confinadas con encamisados de FRP y sometidas a compresión axial, proponiéndose, a partir de estos resultados, varios modelos sobre el hormigón confi-

nado con FRP. Es sabido que el confinamiento de secciones no circulares es menos eficiente. Hay dos parámetros críticos en el ajuste de los modelos: el factor de eficiencia de la deformación (la deformación de rotura de la camisa de FRP es menor que la que se obtiene en ensayos de tracción normalizados) y el efecto de confinamiento en secciones no circulares.

Este trabajo presenta los resultados obtenidos en un programa experimental sobre probetas de sección cuadrada. Las principales conclusiones del estudio son:

- El incremento de resistencia conseguido con el confinamiento es mayor cuanto menor es la resistencia del hormigón sin confinar, aumenta con la cuantía de refuerzo y, para una cuantía dada se incrementa notablemente con el radio de curvatura de las esquinas.
- Aunque una estimación adecuada de la deformación última efectiva del FRP es fundamental para determinar los valores de resistencia y deformación última del hormigón confinado, este es uno de los aspectos peor resueltos por los modelos. El factor de eficiencia de la deformación obtenido en ensayos con hormigones de resistencia media es aproximadamente 0,6, que coincide con el valor adoptado generalmente en las guías de cálculo. Sin embargo, en ensayos con hormigones de resistencia baja se han obtenido valores del coeficiente de eficiencia de 0,3 aproximadamente. Además, se ha detectado que la curvatura de las fibras es una de las causas de la reducción de la deformación última efectiva, lo que tiene especial incidencia en secciones rectangulares.
- Es importante llevar a cabo experimentación a escala real para verificar los valores obtenidos y contrastarlos con los propuestos en las guías de cálculo. Los autores están iniciando un nuevo proyecto de investigación que incluye un programa de ensayos sobre pilares a escala real.

Los trabajos forman parte de los proyectos BIA2013-49103-C2-1-R y BIA2016-80310-P, financiados por el Ministerio de Economía y Competitividad, y PIE-201460E049 del CSIC. Los autores también agradecen a SIKA el suministro del FRP.



Comportamiento tensión-deformación de las probetas ensayadas



Modo de fallo típico

259. NUEVO MODELO PARA LA ESTIMACIÓN DE LA CONTRIBUCIÓN A LA SOSTENIBILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS

NEW MODEL FOR EVALUATING THE CONTRIBUTION OF STRUCTURES TO SUSTAINABILITY

Fernando Rodríguez García. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Director de Departamento. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. frg@fhecor.es
 Javier Martínez González. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Ingeniero de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmg@fhecor.es

Sostenibilidad, indicador de sostenibilidad, modelo, estructuras.

Sustainability, sustainability index, model, structures.

Se presenta un nuevo modelo general para la estimación de la contribución de las estructuras a la sostenibilidad.

A partir de la necesidad de considerar estructuras con diferentes tipos de elementos y materiales, se plantea un modelo global que considera una serie de factores de influencia novedosos y que no habían sido tenidos en cuenta por los modelos existentes hasta ahora.

El nuevo modelo se basa en una metodología que tiene en cuenta diferentes tipos de elementos de cualquier material (hormigón, acero, etc.). Para cada tipo de elemento, se identifican y consideran todos los procesos desde la cuna (extracción de materias primas, en su caso) hasta el momento en el que se desee cerrar el análisis (puesta en servicio de la estructura, final de la vida útil o deconstrucción).

Adicionalmente, el modelo integra tanto la contribución de los procesos de fabricación de los materiales básicos (acero, cemento, áridos, etc.) como el de los materiales transformados (hormigón, ferralla, prefabricados, elementos de acero estructural, etc.), además del propio proyecto y la construcción.

Por otra parte, el modelo tiene en cuenta que hay factores que son específicos del producto concreto, pero hay otros que dependen de las características de la organización que lo produzca. Por ello, se definen índices específicos para cuantificar la contribución a la sostenibilidad del agente, entendido éste como la organización encargada de su producción.

Asimismo, se contemplan de forma exhaustiva mediante los correspondientes indicadores, todas las vertientes tradicionales de la sostenibilidad: aspectos medioambientales, económicos y sociales. Más de cien indicadores han sido identificados y desarrollados al objeto de que hacer factible en la práctica la aplicación del modelo.

Finalmente, al objeto de facilitar el uso del modelo, se plantea un posible sistema de certificación que permita la disponibilidad prácticamente inmediata de la información de sostenibilidad para cualquier usuario, propiedad o dirección facultativa.

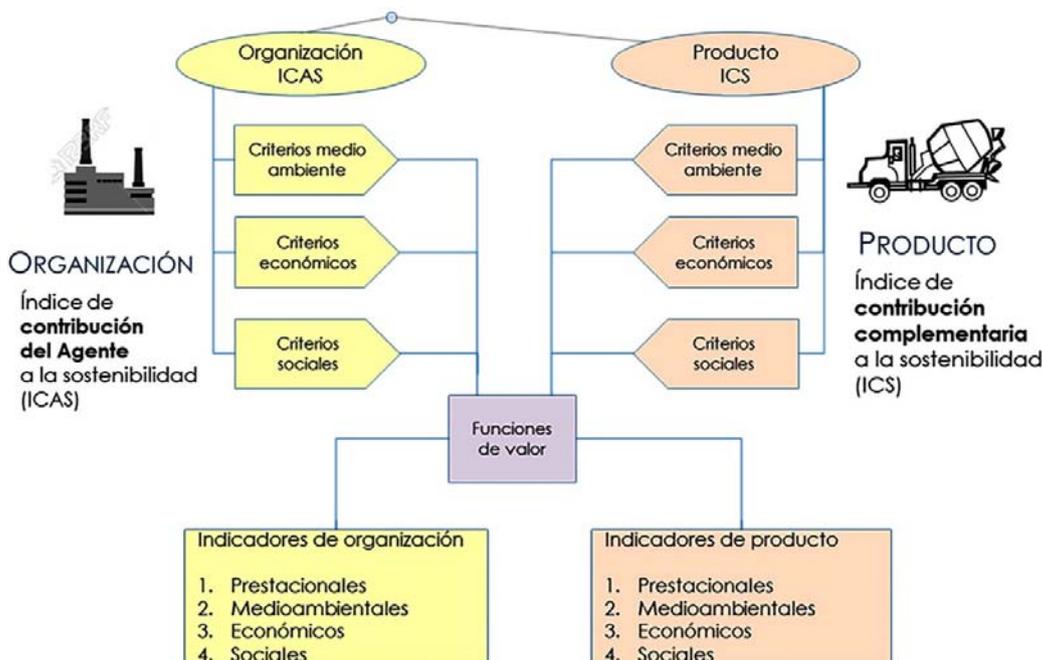


Figura 1. Planteamiento general del modelo

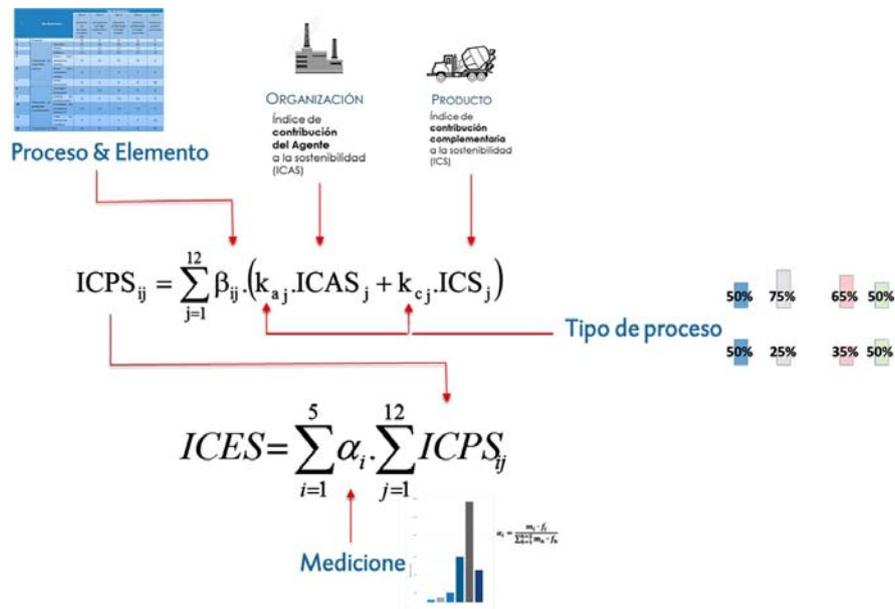


Figura 2. Obtención del índice de contribución a la sostenibilidad

277. ROBUSTEZ ESTRUCTURAL: LA CUALIDAD QUE ECHÓ DE MENOS RIBERA EN 1905

ROBUSTNESS: THE QUALITY THAT RIBERA MISSED IN 1905

Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma. INTEMAC. Jefe Sección Patología. Ingeniero de Caminos. ediazpavon@intemac.es
 Javier León González. ETSI Caminos, Canales y Puertos. Politécnica Madrid. Profesor Titular. Ingeniero de Caminos. jlg@fhcor.com
 Jorge Ley Urzáiz. INTEMAC. Director General. Ingeniero de Caminos. jley@intemac.es

Robustez, tercer depósito, bóvedas, hundimiento.

Robustness, third reservoir, vaults, collapse.

La robustez es una cualidad estructural que se acepta como buena pero que carece de concreción cuantitativa. Sucede algo parecido con

la ductilidad, y es que se supone de implícita satisfacción si se cumplen los requisitos normativos de los códigos modernos. Se entiende que una estructura es robusta cuando el fallo de un determinado componente no genera unas consecuencias desproporcionadas. Por ejemplo, el fallo de uno de los dos cables parabólicos del Golden Gate provocaría una catástrofe. El fallo de una péndola del mismo puente provocaría, sin embargo, daños de alcance limitado. En esta ponencia se trata de reivindicar la necesidad de que el proyectista y el ingeniero que se enfrenta al análisis de una construcción existente, sean conscientes de esta cualidad, que se expresa muy bien a través de los ejemplos.

En la tesis doctoral del primero de los autores se desarrolla el caso, relativamente olvidado, del colapso de la cubierta del 3^{er} Depósito del Canal de Isabel II, hecho terrible que provocó la muerte de 30 personas durante la construcción y dio pie a una polémica extraordinaria y de sorprendentemente bajo rigor técnico. A los efectos de esta ponencia, este episodio es un buen ejemplo de estructura proyectada con ausencia de análisis de robustez. El propio proyectista, el insigne y emprendedor José Eugenio Ribera, era consciente de la gran sensibilidad que tenía la estructura, especialmente durante la fase constructiva, a las asimetrías de cargas, pero no parece que llegase a valorar adecuada-



Vista general del hundimiento



Vista del depósito durante la construcción

mente hasta qué punto la falta de robustez podría desencadenar un fallo súbito de tan funestas consecuencias.

Sorprende también que no se haya detectado hasta ahora, a pesar del gran nivel técnico de los ingenieros de caminos de aquella época, con gran formación en matemáticas, geometría y mecánica, que proyectista y peritos no supieran identificar el modo de fallo asociado al mecanismo cinemático de colapso que se desencadena en bóvedas tan rebajadas apoyadas en pilares de gran altura (además de ser esbeltas), con detalles constructivos, además, no muy afortunados. Añádase que las experiencias previas y las pruebas de carga infundieron una engañosa sensación de validación y seguridad que, como puede verse, estaba infundada.

Valga como ejemplo para los ingenieros de hoy.

282. INFLUENCIA DE LOS DEFECTOS SUPERFICIALES EN LA VIDA ÚTIL DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS DE HORMIGÓN

INFLUENCE OF SURFACE BLEMISHES IN LIFETIME OF PRECAST CONCRETE GIRDERS

Fernando Rodríguez García. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Director de Departamento. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. frg@fhecor.es

Javier Martínez González. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Ingeniero de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmg@fhecor.es

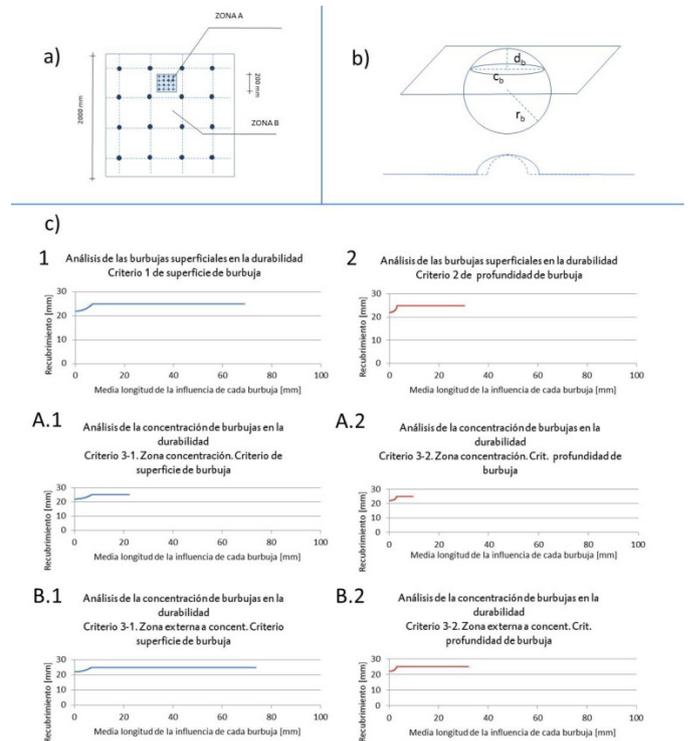
Defectos superficiales, durabilidad, vigas prefabricadas, fiabilidad.

Surface blemishes, durability, precast girders, reliability.

Con motivo de la realización por parte de FHECOR Ingenieros Consultores de varios proyectos de estructuras en el norte de África, se ha



Defecto superficial en viga prefabricada



Modelización geométrica de defectos admisibles en la normativa francesa

estudiado la influencia de algunos defectos superficiales en el hormigón que, si bien suelen considerarse como normales, en algunos casos han provocado que surgieran dudas a algunas propiedades en relación con su posible influencia en ciertos aspectos como, por ejemplo, la vida útil de la referidas vigas.

Esta comunicación presenta el estudio que se llevó a cabo en uno de estos casos en los que se desarrolló una metodología para evaluar el efecto de las burbujas superficiales sobre el recubrimiento y, por consiguiente, sobre la vida útil asociada.

A partir de las clases de acabado definidas en la norma francesa NF P 18-503, se han modelizado geoméricamente los defectos superficiales admisibles y para cada caso, se ha estimado la probabilidad de cumplimiento del estado límite de durabilidad mediante análisis probabilista.

Como resultado, se ha obtenido la sensibilidad expresada en variación del índice de fiabilidad para el estado límite de fisuración del recubrimiento como consecuencia de la corrosión de la armadura.

285. RESPUESTA SÍSMICA DEL COMPLEJO TOKAMAK DE ITER

SEISMIC REPONSE OF THE ITER TOKAMAK COMPLEX

Fernando Rueda Guglieri. ESTEYCO. Director Área Mecánica Estructural. Ingeniero de Caminos. fernando.rueda@esteyco.com
Luis Maqueda Sánchez. ESTEYCO. Responsable Análisis Área Mecánica Estructural. Dr. Ingeniero Industrial. luis.maqueda@esteyco.com
Jorge Olalde Iglesias. ESTEYCO. Ingeniero de Proyecto-Área Mecánica Estructural. Ingeniero Industrial. jorge.olalde@esteyco.com
Luis Moya Guindo. ESTEYCO. Ingeniero de Proyecto-Área Mecánica Estructural. Ingeniero de Caminos. luis.moya@esteyco.com
Didier Combescure. Fusion for Energy. Structural Dynamics Officer. Dr. Ingeniero. Didier.Combescure@f4e.europa.eu

ITER, análisis sísmico, espectro de piso, aislamiento de base.

ITER, seismic analysis, floor response spectra, base isolation.

ITER es uno de los mayores proyectos de investigación en curso a nivel mundial, cuya finalidad es demostrar la viabilidad de la fusión nuclear como fuente de energía limpia e inagotable en el futuro. ITER está actualmente en construcción en el sur de Francia, estando prevista su finalización antes del final de esta década para poder iniciar la actividad científica experimental a mediados de la década siguiente.

El complejo Tokamak es una infraestructura de hormigón armado que alberga la máquina Tokamak, el reactor de unas 23.000 toneladas donde se producirán las reacciones de fusión. El complejo Tokamak, de más de 70 m de altura, tiene las dimensiones en planta de un campo de fútbol y es una de las mayores estructuras aisladas sísmicamente del mundo.

Los requisitos sísmicos forman parte esencial de una instalación nuclear de esta envergadura, y son clave, tanto para el diseño de la estructura en sí, como para el diseño de los innumerables equipos que ésta alberga, incluyendo la máquina Tokamak.

Esta ponencia muestra una síntesis de los trabajos llevados a cabo para la definición de la acción sísmica en el interior del complejo Toka-

mak de ITER mediante la obtención de los espectros de piso y la caracterización de las fuerzas sísmicas generadas en la interfaz entre la máquina Tokamak y el edificio, críticas para el correcto diseño de los elementos y estructuras de soporte.

287. CONSIDERACIÓN DE NIVELES BAJO RASANTE DE EDIFICIOS EN ZONAS SÍSMICAS

CONSIDERATION OF UNDERGROUND LEVELS OF BUILDINGS IN SEISMICITY AREAS

Ignacio López Picasso. EUROESTUDIOS S.L. Jefe Sección Estructuras Edificación. Ingeniero de Caminos. i.lopez@euroestudios.es
Roberto Marín Sampalo. EUROESTUDIOS.S.L. Ingeniero Estructural. Máster Ingeniería Sísmica. r.marín@euroestudios.es
Ylenia Romero Cousillas. EUROESTUDIOS S.L. Ingeniera Estructural. Máster Estructuras. ylenia.romero@euroestudios.es

Sismo, niveles bajo rasante, derivas, cimentación profunda.

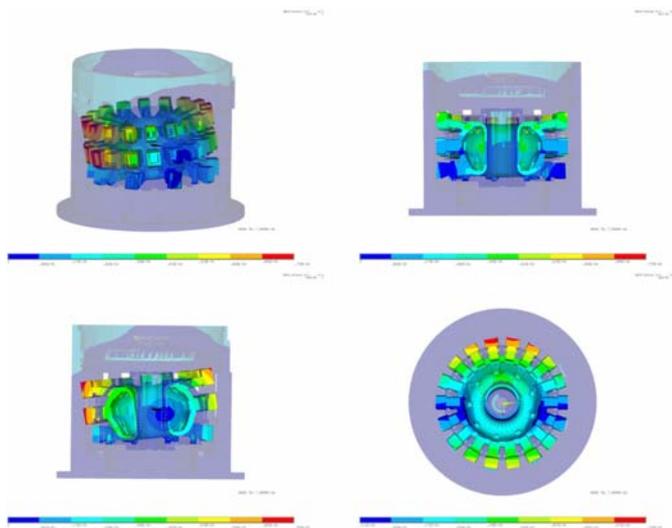
Earthquake, underground levels, drifts, deep foundation.

La consideración de los sótanos de una edificación en el cálculo de la respuesta ante acciones horizontales es un aspecto discutido y que habitualmente responde al criterio del diseñador.

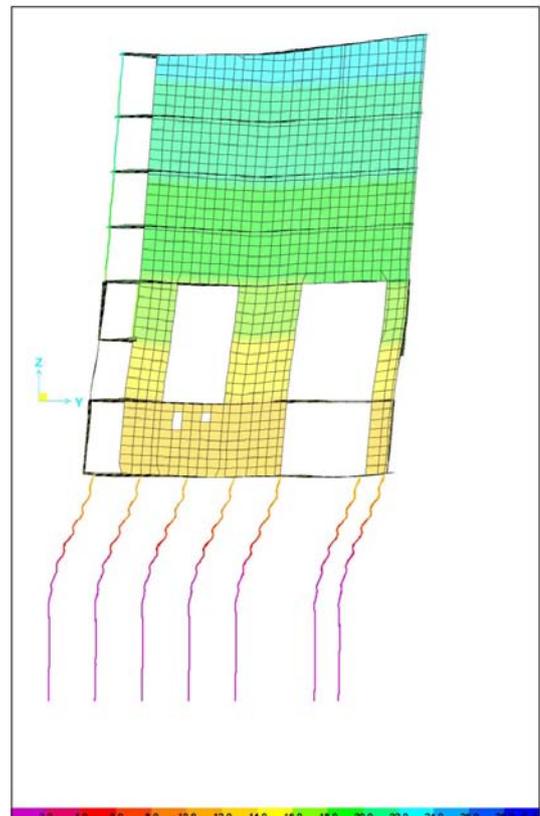
Es habitual encontrar que para aquellos casos en los que no hay una clara compensación de empujes, estos sótanos se suelen considerar dentro del modelado, para tener en cuenta el sistema resistente que deberá soportar esta descompensación de cargas. Sin embargo, para el caso en el que los sótanos se encuentran bajo rasante en todo su



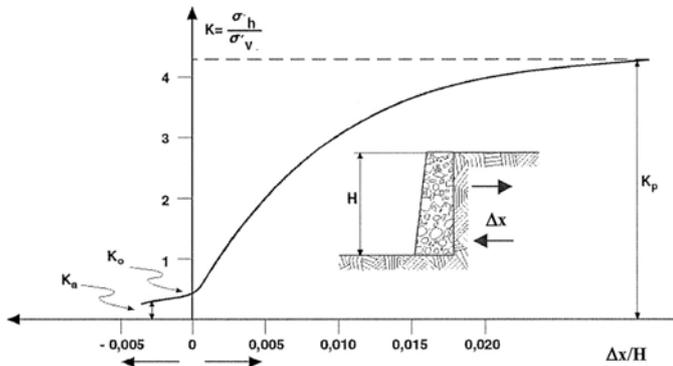
Vista aérea del emplazamiento de ITER (feb/2013) - ITER copyrightAerial



Acoplamiento dinámico edificio-reactor



Deformada lateral por acción del sismo



Esquema de movilización de empujes por traslación

perímetro, la práctica habitual es considerar que no se producen movimientos horizontales en las plantas bajo rasante.

La justificación a esta consideración proviene de que se considera que los empujes son iguales en ambos márgenes de estos niveles, y de que en caso de deformación lateral por acciones horizontales diferentes a los empujes del terreno, el cambio de empujes al reposo a empujes pasivos en el margen desplazado es un margen suficiente para la mayoría de los casos.

Esta simplificación, para el caso de cargas horizontales reducidas, tal como el viento en zonas con sismicidad baja, puede considerarse adecuada. Sin embargo, una vez las cargas horizontales adquieren su relevancia (en especial para el caso de sismo), puede llevar a errores en la limitación de los desplazamientos horizontales por planta (especialmente importante en países de alta sismicidad) o reducción de las cargas horizontales transmitidas a cimentación (crítico para el caso de cimentaciones profundas).

Se expondrán experiencias en el diseño de estructuras en países de alta sismicidad en los que el cálculo sísmico no distingue, por tradición, entre unos niveles bajo y sobre rasante (sin considerar el número de sótanos existentes) y se presentarán diferentes modelos y estudios que permitirán discutir la motivación de este criterio.

También se presentará, como ejemplo, un proyecto en el que la no consideración de estos niveles conllevó deficiencias en el diseño de su cimentación.

293. TOLERANCIA AL DAÑO EN LOS CERRAMIENTOS Y PARTICIONES DE LOS EDIFICIOS

DAMAGE TOLERANCE IN FACADES AND PARTITIONS OF BUILDINGS

Ramón Álvarez Cabal. INTEMAC. Jefe de Departamento. Dr. Ingeniero Industrial. ralvarez@intemac.es

Elena Díaz Heredia. INTEMAC. Ingeniera. Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. ediaz@intemac.es

Enrique González Valle. UPM. Profesor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. egonzalezvalle@yahoo.es

Sismo, daño, norma, fábricas, respuesta.

Seismic, damage, code, masonry, response.

El terremoto de Alborán, el 25 de enero del presente año, alcanzó una magnitud de 6,3 y una intensidad en la ciudad de Melilla de VI, conforme a la información publicada por el Instituto Geográfico Nacional.

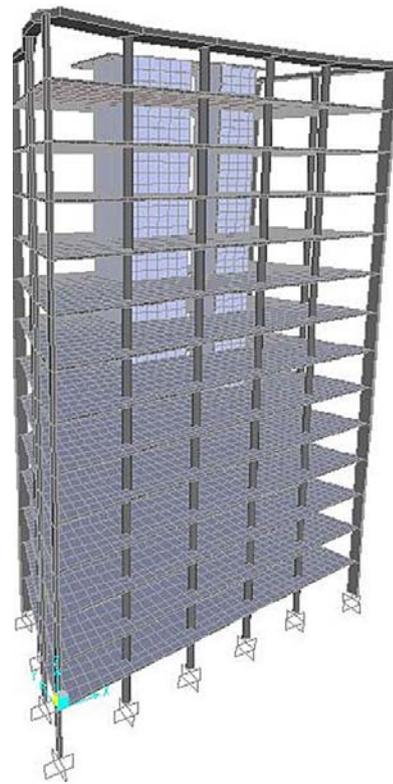


Figura 1

El terremoto causó daños en los elementos arquitectónicos (tabiquería, petos de cubierta, acabados de fachadas, etc.) de muchos de los edificios que forman el núcleo modernista de la ciudad, edificios construidos a principios del pasado siglo y muy sensibles a la acción sísmica, consecuencia de un sistema resistente inadecuado y, quizás en mayor medida, de la degradación previa de muchos elementos (tanto estructurales como arquitectónicos).

También se reclamaron algunos daños en las particiones de un reducido número de edificios convencionales, entendiéndose por tales los construidos a partir finales de siglo y de configuración estructural moderna: Pórticos de hormigón armado (en ocasiones con núcleos resistentes del mismo material) dimensionados conforme a normativas recientes.

En algún caso se tuvo la oportunidad de simular numéricamente (fig. 1) la respuesta del edificio a la sollicitación sísmica, lo que permitió compararla con los límites normativos (fig. 2) y con las curvas de comportamiento de las fábricas conforme a los modelos más reconocidos.

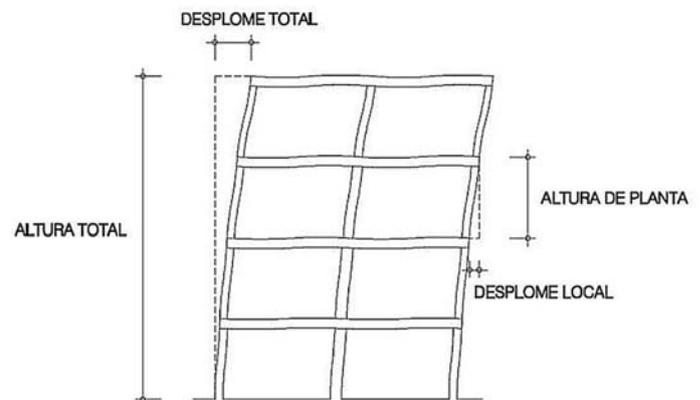


Figura 4.1 Desplomes

Figura 2. Desplomes

Como resultado más importante se observa una contradicción clara entre los límites normativos y resultados de los modelos de comportamiento: Conforme a estos últimos, los valores admisibles de desplazamiento conforme a las normativas vigentes introducirían ya daños de importancia en las fábricas de cerramientos y particiones, lo que cuestionaría lo adecuado de unos límites normativos poco realistas o bien de unos sistemas constructivos excesivamente sensibles al daño.

298. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA FRENTE AL FUEGO DE UN FALSO TÚNEL

ANALYSIS OF THE FIRE RESPONSE OF A CUT AND COVER TUNNEL

Juan José Pagán Martínez. ICITECH-Universitat Politècnica de València. Investigador. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. juapagma@cam.upv.es

Ignacio Javier Payá Zaforteza. Universitat Politècnica de València. Profesor Titular del Departamento de Ingeniería Construcción.

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. igpaza@cst.upv.es

Paula Rinaudo. ICITECH-Universitat Politècnica de València.

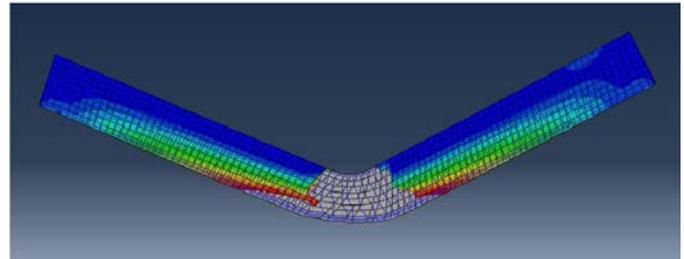
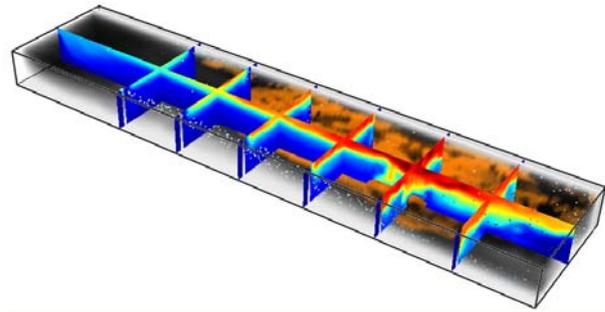
Investigadora. PhD MSc Structural & Civil Engineer. paupi@alumni.upv.es

Ingeniería del fuego, dinámica de fluidos computacional, análisis termoestructural, método de elementos finitos, hormigón armado.

Fire engineering, computational fluid dynamics, thermostructural analysis, finite element method, reinforced concrete.

En los incendios dentro de túneles confluyen una serie de factores que los hacen especialmente peligrosos tanto desde el punto de vista estructural como de pérdida de vidas humanas: el efecto horno, la alta radiación, el efecto cañón, las vías de escape reducidas, la menor visibilidad, mayor concentración de tóxicos y el posible comportamiento erróneo del usuario. Por ello, el estudio de la respuesta frente al fuego de un túnel es un tema relevante que requiere atención.

Este artículo analiza de forma pormenorizada el comportamiento estructural de un falso túnel con pantallas laterales y losa superior de hormigón armado de aproximadamente 500 m de longitud frente a accidentes provocados por la combustión de un vehículo de mercancías peligrosas en su interior. Para ello, se realiza una simulación de los escenarios de incendio empleando técnicas de dinámica de fluidos computacional. Los resultados de este modelo se emplean como datos de partida para un modelo termo-estructural de la sección de falso túnel más desfavorable empleando el método de los elementos finitos. Dicho análisis estructural se realiza empleando tanto el método sim-



Sup: temperaturas interior del túnel. Inf: deformaciones plásticas en la losa superior para $t = 139$ s

plicado de la Isoterma 500° como modelos avanzados de cálculo que realizan un análisis en el tiempo considerando las no-linealidades geométricas y del material.

Los cálculos realizados parten de los datos de geometría, tráfico, materiales, ventilación y sistema estructural del falso túnel. Se han considerado nueve hipótesis de incendio en función de la posición de la carga de fuego (inicio, zona central y final del túnel desde el punto de vista longitudinal, y con carga centrada o situada junto a las pantallas laterales desde el punto de vista transversal). Los resultados muestran que el elemento estructural crítico es la losa superior, que sufre grandes daños tras poco más de 2 minutos de incendio. El método simplificado de la Isoterma 500° queda del lado de la seguridad, pues estima la rotura de la losa superior en el entorno de los 100 s de incendio, mientras que el método de los elementos finitos prevé el colapso tras aproximadamente 140 segundos de incendio.

299. LA DOBLE CÉLULA TRIANGULAR: MEJORA SUSTANCIAL DE LA RESISTENCIA A CARGA CONCENTRADA TRANSVERSAL EN PUENTES EMPUJADOS

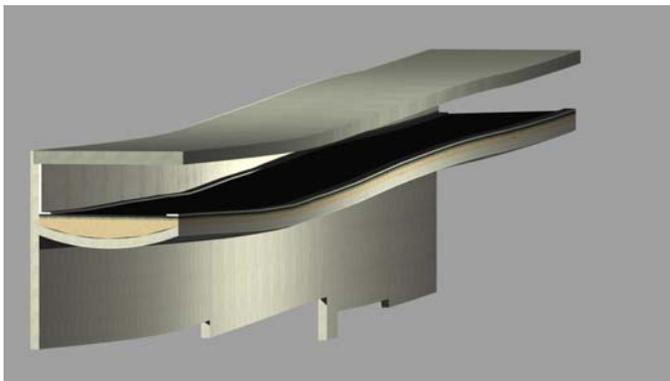
IMPROVEMENT IN PATCH LOADING RESISTANCE OF LAUNCHED BRIDGES WITH A TRIANGLE-SHAPED BOTTOM CELL DESIGN

Tomás Ripa Alonso. LRA Infrastructures Consulting. Socio Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. tomasripa@lraingenieria.es

Resistencia a carga concentrada transversal, puentes metálicos empujados.

Patch loading resistance, launched steel bridges.

En este artículo se aborda el estudio de la resistencia a carga concentrada transversal del alma de vigas metálicas de puentes empujados cuando se dispone un nervio inferior de rigidez, que puede materializarse mediante una célula triangular soldada al ala inferior de la viga y sobre el que se aplica directamente la carga.



Modelo tridimensional del túnel de estudio

Se argumenta que esta solución tiene gran interés de cara al diseño y construcción de puentes empujados metálicos y mixtos, ya que, con una ejecución muy simple, puede mejorarse de forma sustancial la resistencia a carga concentrada transversal del alma sin recurrir a soluciones mucho más costosas como disponer rigidización longitudinal o, en última instancia, aumentar el espesor de alma por motivos resistentes en una fase constructiva.

A través de modelos numéricos de elementos finitos no lineales, se simula la resistencia última de secciones reales de puentes metálicos de tipo doble T a las que se añade un nervio de rigidez y se constata el incremento notable en la resistencia que aporta el nervio. Se identifican los mecanismos resistentes involucrados, comparando la resistencia calculada con la vigente formulación de EAE y EN1993 con la obtenida en vigas doble T y vigas con nervio de rigidez. Se concluye que tal formulación es insuficiente para evaluar la resistencia de estas últimas, ya que no reproduce el mecanismo de resistencia conjunta del nervio y rigidizadores, adicional a la simple contribución del alma a la resistencia.

A la vista de ello se plantea una formulación alternativa, que contempla de forma explícita los mecanismos resistentes complementarios identificados: flexión longitudinal del nervio, cuando los rigidizadores están más separados que la longitud de alma resistente, y contribución directa de los rigidizadores a la resistencia plástica cuando se aproximan a menor separación que la longitud de alma resistente.

Las conclusiones derivadas de todo el análisis anterior se aplican al diseño de un caso real de puente empujado, en el que se suprime toda la rigidización longitudinal y, sobre unas almas exentas de espesor suficiente por resistencia a cortante, se dispone un nervio de rigidez. La resistencia requerida puede ahora alcanzarse incrementando la rigidez del nervio manteniendo el espesor del alma, para potenciar el mecanismo de flexión longitudinal del nervio; o bien aproximar los rigidizadores verticales, más incluso que la longitud de alma resistente, contribuyendo éstos a la resistencia y superando así una insuficiencia de la vigente formulación ya detectada en diversas investigaciones recientes.

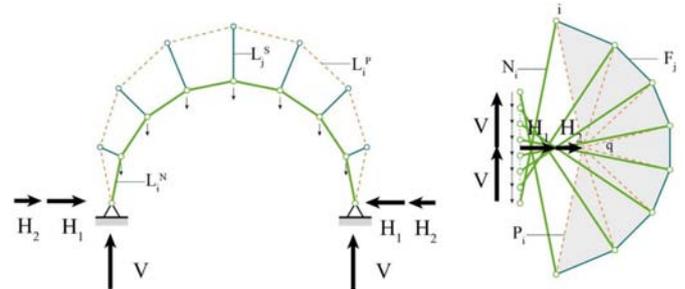
304. NUEVAS POSIBILIDADES EN EL DISEÑO CONCEPTUAL DE ESTRUCTURAS EFICIENTES

NEW OPPORTUNITIES FOR THE CONCEPTUAL DESIGN OF MATERIAL-EFFICIENT STRUCTURES

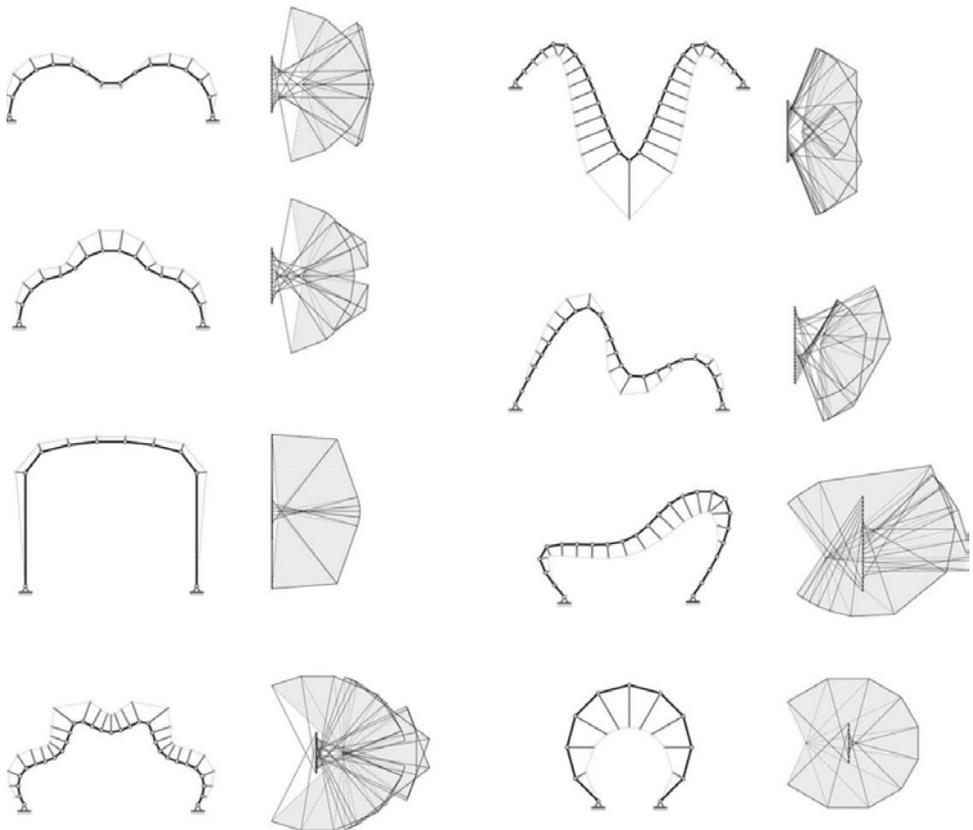
Leonardo Todisco. Departamento de Medios Continuos-UPM. Investigador. Dr. Ingeniero de Estructuras, Materiales y Cimentaciones. lt@he-upm.com
 Hugo Corres Peiretti. Universidad Politécnica de Madrid. Catedrático. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. hcp@he-upm.com

Equilibrio, estática gráfica, diseño conceptual, sistema post-tensado, estructuras.

Equilibrium, graphic statics, conceptual design, post-tensioning system, funicular structures.



Aplicación de la metodología a un arco de medio punto



Ejemplos realizados mediante el empleo de EXOEQUILIBRIUM

Las estructuras que trabajan por forma se caracterizan por la íntima e indisoluble relación entre geometría y comportamiento estructural. Por consiguiente, la elección de una apropiada geometría es el paso previo indispensable en el diseño conceptual de dichas estructuras.

En esa tarea, la selección de las posibles geometrías antifuniculares para las distribuciones de cargas permanentes más habituales son más bien limitadas y, muchas veces, son criterios no estructurales (adaptabilidad funcional, estética, proceso constructivo, etc.) los que no permiten la utilización de dichas geometrías que garantizarían el máximo aprovechamiento del material.

En este contexto, este artículo ilustra la posibilidad de obtener una estructura sin momentos flectores incluso si la geometría no es antifunicular para sus cargas permanentes.

En efecto, se presenta un procedimiento, basado en la estática gráfica, que demuestra cómo un conjunto de cargas adicionales, introducidas a través de un sistema de pretensado exterior con elementos post-tesos, puede eliminar los momentos flectores debidos a cargas permanentes en cualquier geometría plana. Esto se traduce en una estructura antifunicular que proporciona respuestas innovadoras a demandas conjuntas de versatilidad arquitectónica y optimización del material.

Dicha metodología gráfica ha sido implementada en un software distribuido libremente (EXOEQUILIBRIUM), donde el análisis estructural y la variación geométrica están incluidos en el mismo entorno interactivo y paramétrico. La utilización de estas herramientas permite más versatilidad en la búsqueda de nuevas formas eficientes, lo cual tiene gran importancia en el diseño conceptual de estructuras, liberando al ingeniero de la limitación del propio cálculo y de la incompreensión del comportamiento estructural, facilitando extraordinariamente el hecho creativo a la luz de una metodología de este estilo.

Este artículo incluye la aplicación de estos procedimientos a estructuras de cualquier geometría y distribución inicial de cargas, así como el estudio de diferentes posibles criterios de diseño para optimizar la posición del sistema de post-tesado. Además, la metodología ha sido empleada en el proyecto de maquetas a escala reducida y en la construcción de un pabellón hecho enteramente de cartón, lo que ha permitido obtener una validación física del procedimiento desarrollado.

En definitiva, este artículo presenta una metodología para expandir de manera relevante el rango de posibles geometrías antifuniculares y abre enormes posibilidades para el diseño de estructuras que combinan eficiencia estructural y flexibilidad arquitectónica.

310. PUENTES DE HORMIGÓN CON SECCIÓN CAJÓN: INTERACCIÓN EN LAS ALMAS ENTRE EL ESFUERZO CORTANTE Y LOS MOMENTOS DE FLEXIÓN TRANSVERSAL

CONCRETE BOX GIRDER: INTERACTION IN WEBS BETWEEN IN-PLANE SHEAR FORCES AND TRANSVERSE BENDING MOMENTS

Antonino Recupero Recupero. Università di Messina. Professore Aggregato. Ingegnere, Ph.D. antonino.recupero@unime.it

Marcello Arici Arici. Università di Palermo. Professore Associato. Ingegnere. marcello.arici@unipa.it

Hugo Corres Peiretti. Universidad Politécnica de Madrid. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. hugoeduardo.corres@upm.es

Michele Fabio Granata Granata. Università di Palermo. Assegnata di Ricerca. Ingegnere, Ph.D. michelefabio.granata@unipa.it

Gabriele Freni Freni. Università di Messina. Professionista. Ingegnere. gabrielefreni@hotmail.it

Viga cajón, dominios de interacción, torsión, alabeo seccional, distorsión.

Box girder, interaction domains, torsion, warping, distortion.

En vigas cajón de hormigón, la cantidad y la distribución de armadura en las almas debe estimarse no sólo considerando el análisis longitudinal, cortante, torsión y flexión, sino que también deben considerarse efectos locales debidos a las cargas externas y la distorsión de sección transversal. Esta armadura, muy importante para asegurar el adecuado comportamiento del puente, debe determinarse teniendo en cuenta todos estos efectos.

Este trabajo presenta un modelo analítico que permite tener en cuenta la interacción de todos estos efectos, globales y locales, para la determinación de todas las armaduras necesarias. El modelo propuesto se basa en la teórica del campo de tensiones y permite la evaluación de las tensiones de compresión y las necesarias armaduras debidas a los distintos esfuerzos que actúan concomitantemente. El procedimiento es válido para hormigón armado y pretensado.

En el trabajo se muestran claramente los distintos efectos de interacción entre los distintos esfuerzos en juego en una sección cajón.

El método propuesto ha sido comparado con un análisis por elementos finitos que pone de manifiesto el grado de aproximación que se obtiene. Muestra además un ejemplo correspondiente a un puente de hormigón pretensado descrito en por (Fanti & Mancini). Los resultados muestran como el modelo propuesto permite realizar una evaluación muy rápida y da resultados muy optimizados para la armadura calculada.

312. EFECTO DE LAS CONDICIONES DE CONTACTO VAINA-HORMIGÓN EN LA FRACTURA POR EFECTO MULTICORDÓN EN TANQUES POSTENSADOS DE GRAN CURVATURA

CONTACT MODELING OF THE DUCT-CONCRETE INTERFACE IN THE EVALUATION OF MULTISTRAND EFFECT IN HIGH CURVATURE POST-TENSIONED TANKS

Fernando Medina Reguera. Grupo de Estructuras-ETSI. Universidad de Sevilla. Investigador del Grupo TEP-245. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fmedinar@us.es

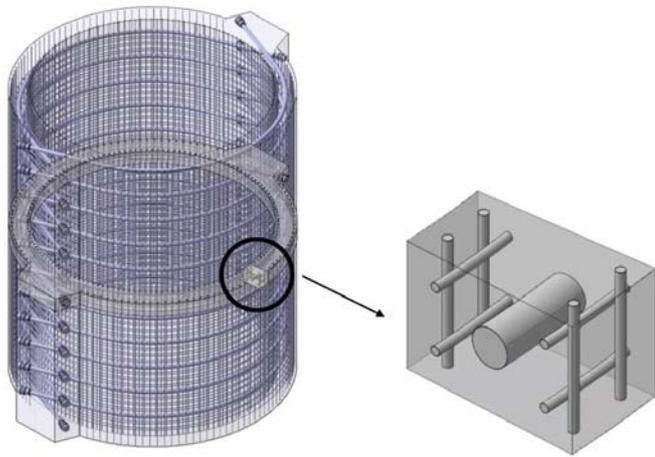
Héctor Cifuentes Bulté. Grupo de Estructuras-ETSI. Universidad de Sevilla. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero Industrial. bulte@us.es

Fernando Medina Encina. Grupo de Estructuras-ETSI. Universidad de Sevilla. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. medinaencina@us.es

Fractura, contacto, adherencia, tanque de hormigón postensado, efecto multicordón.

Fracture, bond-slip contact, post-tensioned concrete tank, multistrand effect.

La viabilidad de los tanques postensados para almacenamiento energético depende de la capacidad de alcanzar un diseño eficiente en coste, en el que el comportamiento estructural y material haya sido modelizado desde las etapas constructivas, en fase de servicio y en estado límite último para las altas cargas termomecánicas y de presión que la estructura debe soportar, de modo que la fiabilidad estructural pueda asegurarse en este tipo de estructuras singulares. Los métodos analíticos y las normas no incluyen específicamente este tipo de es-

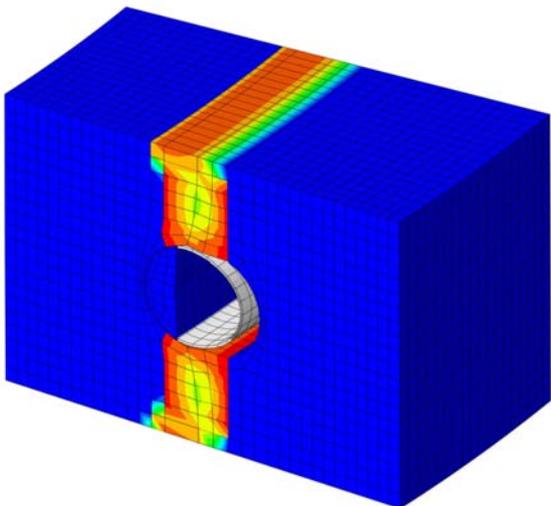


Proceso de simplificación conceptual del modelo

estructuras para almacenamiento ni las acciones extremas que genera su contenido.

Con el fin de asegurar la integridad estructural, se debe esperar de los códigos diseños conservadores, aunque la incapacidad de capturar la evolución del comportamiento de la estructura desde el postensado al servicio y hasta el colapso deja en todo caso lugar para hipótesis erróneas en los diseños basados en procedimientos más simples. Debido a ello, la estructura debe analizarse desde la mecánica de la fractura aplicada a un problema gobernado por el tendón de postensado.

El estudio realizado aquí muestra el crecimiento de la fisuración durante el tesado alrededor de la vaina. Por ello, profundizar en su modelización se hace necesario, en concreto, con el fin de analizar la influencia de las condiciones de contacto vaina-hormigón en este proceso. Este trabajo muestra las diferencias entre la condición de adherencia perfecta empleada anteriormente y la modelización de las propiedades de contacto friccional, cohesivo y de separación normal. Diversos modelos no-lineales han sido desarrollados en esta parte del trabajo para tener en cuenta diferentes mecanismos de transmisión de la fuerza del tendón a través de la interfaz de contacto vaina-hormigón, mostrando que esta modelización es crucial para evitar una sobreestimación de la capacidad de tesado de la sección de hormigón.



Evolución del daño en la sección transversal durante el postensado. Fallo de la sección

315. ANÁLISIS DE UN PUENTE DE TABLERO CONTINUO SUJETO A MÚLTIPLES EXCITACIONES SÍSMICAS

SEISMIC ANALYSIS OF A CONTINUOUS BRIDGE SUBJECTED TO MULTIPLE SUPPORT EXCITATION

Alexander Kagermanov. UME School. Investigador posdoctorado. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

alexander.kagermanov@umeschool.it

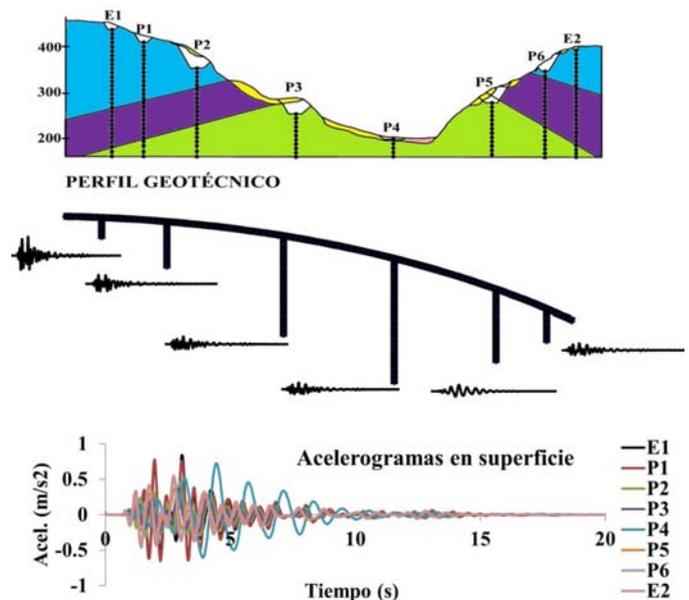
David Arribas Mazarracín. FCC. Jefe de Departamento de Puentes. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. darribas@fcc.es

Sismo, puente continuo, excitación múltiple.

Earthquake, continuous bridge, multiple support excitation.

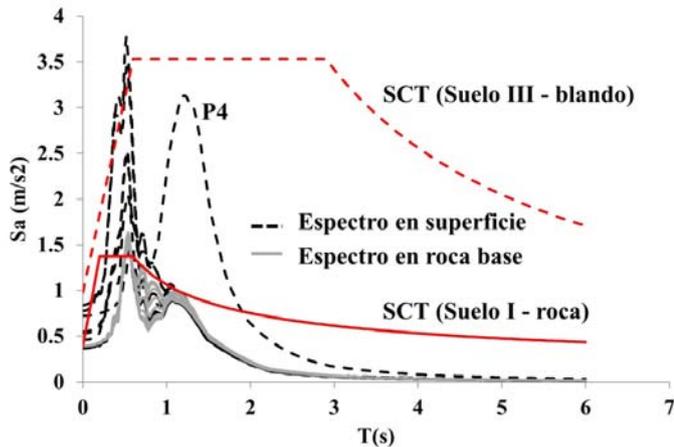
Los espectros de diseño que aparecen en las normativas proporcionan una forma simplificada de representar la acción sísmica. El objetivo es ajustarse de forma conservadora a la envolvente de varios terremotos de distinta magnitud y distancia. Un tema importante en la definición de los espectros concierne la incorporación de efectos locales de sitio, los cuales se tienen en cuenta mediante unos coeficientes que dependen de la velocidad de las ondas de corte en los 30 m superiores del estrato. Además, es habitual suponer en fase de proyecto que los desplazamientos del terreno son uniformes en todos los puntos de apoyo de la estructura. Esto último puede no ser el caso para grandes estructuras como viaductos o sistemas de tuberías, sobre todo cuando existen múltiples tipos de suelo o importantes variaciones topográficas a lo largo del eje de la estructura. Por el ejemplo, el Eurocódigo 8 recomienda considerar la variación espacial de la acción sísmica a lo largo del eje cuando la longitud de la estructura supera unos 300 m, dependiendo de las características del suelo. En estructuras hiperestáticas, dicha variación introduce unos esfuerzos adicionales a aquellos producidos por las fuerzas inerciales.

En el presente trabajo, se investigan dichos efectos sobre la respuesta de un viaducto de tablero continuo de 850 m de longitud, localizado en una zona con una aceleración sísmica de 0,1 g. Para ello se generan una serie de acelerogramas sintéticos en roca, que se propagan



Resumen conceptual: perfil geotécnico, puente con excitación múltiple y acelerogramas

Espectros de respuesta



Comparación de los espectros de cálculo en roca y superficie con los de la norma

hacia la superficie de los apoyos mediante la resolución de un problema de convolución. A continuación, se realizan una serie de análisis dinámicos paso a paso en el tiempo, con y sin variación espacial de la acción sísmica, con el objetivo de cuantificar su influencia sobre la respuesta del puente.

326. CARACTERIZACIÓN DEL HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA REFORZADO CON MICROFIBRAS METÁLICAS

CHARACTERIZATION OF HIGH PERFORMANCE CONCRETE REINFORCED WITH STEEL MICROFIBRES

Eduardo Galeote Moreno. Universidad Politécnica de Cataluña. Doctorando. Ingeniero de Caminos. eduardo.galeote@upc.edu
 Yineth García Díaz. Universidad de Cartagena. BSc. Ingeniero Civil. ygarciad1@unicartagena.edu.co
 Ana Blanco Álvarez. Universidad Politécnica de Cataluña. Investigadora posdoctoral. Dra. Ingeniera de Caminos. ana.blanco@upc.edu
 Albert de la Fuente Antequera. Universidad Politécnica de Cataluña. Profesor Lector. Dr. Ingeniero de Caminos. albert.de.la.fuente@upc.edu

HPFRC, microfibras metálicas, resistencia residual, propiedades mecánicas.

HPFRC, steel microfibres, residual strength, mechanical properties.

El uso de hormigón de alta resistencia reforzado con fibras (HARF) resulta de gran interés en aplicaciones constructivas en las que sea necesario alcanzar altas prestaciones. Desde un punto de vista práctico, el elevado desempeño de este material permite una reducción del espesor y sección de los elementos. Adicionalmente, la incorporación de fibras mejora notablemente la ductilidad del material, proporcionando resistencia adicional tras la aparición de fisuras.

La fabricación de un HARF de buena calidad requiere una selección minuciosa de sus materiales y un adecuado proceso de fabricación.

Las elevadas cuantías de fibra habitualmente incorporadas suponen unos costes significativos en la producción, por lo que resulta necesario conocer en profundidad el comportamiento de este material para poder optimizar su uso según los requerimientos de la aplicación en la que se utilice. Asimismo, la reducción del espesor de los elementos influye en la resistencia afectando directamente a los resultados de caracterización en caso de utilizar tamaños y geometrías de probetas diferentes.

Con el fin de determinar el alcance de los factores que influyen en la caracterización del material se ha realizado una campaña experimental en la que se ha analizado el comportamiento de 6 hormigones reforzados con microfibras (fig. 1). Entre ellos, se ha considerado una dosificación patrón carente de fibras y 5 dosificaciones en las que se ha variado el contenido de fibra y la relación agua-cemento (a/c). De estas 5 dosificaciones, se ha fijado en 3 de ellas una relación a/c de 0,229 y en las otras 2 una relación a/c de 0,283. Las cuantías de fibra



Figura 1. Microfibras metálicas

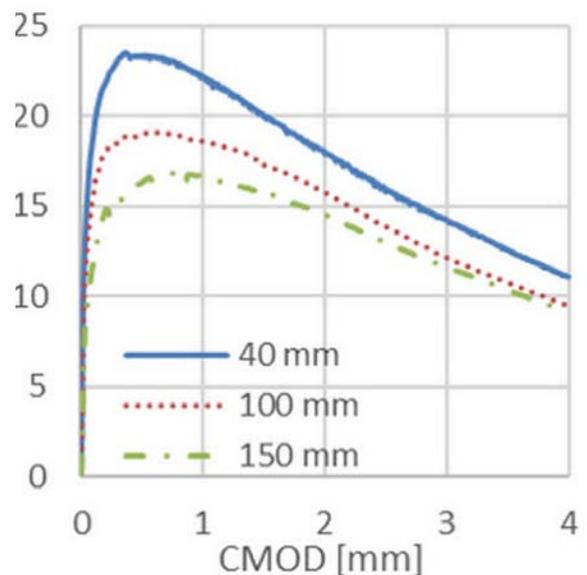


Figura 2. Resistencia residual a flexotracción en probetas con distinto tamaño de sección

añadidas fueron 90, 140 y 190 kg/m³ en las 3 primeras dosificaciones y 90 y 190 kg/m³ en las 2 segundas mezclas.

El objetivo de este documento consiste en presentar los resultados de caracterización del HARF analizando la influencia del contenido de fibras y la relación a/c en el comportamiento a compresión y flexotracción. Adicionalmente, se han ensayado probetas de diferentes dimensiones con las que se analiza el efecto de la reducción del tamaño sobre la caracterización de la compresión y la resistencia residual. De forma generalizada, se ha obtenido una tendencia en la que se ha podido observar que una disminución de la sección resistente genera mayores resistencias (fig. 2).

327. INFLUENCIA DE LA ORIENTACIÓN Y LA DENSIDAD DE LAS FIBRAS EN LA RESISTENCIA A LA TRACCIÓN POR FLEXIÓN DE HORMIGONES

INFLUENCE OF FIBRE VOLUME FRACTION AND FIBRE ORIENTATION ON THE RESIDUAL FLEXURAL TENSILE STRENGTH OF FRC

Jesús Mínguez Algarra. Universidad de Burgos. Profesor Asociado.

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jminguez@ubu.es

Dorys Carmen González Cabrera. Universidad de Burgos. Profesora

Contratada Dra. Fija. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos.

dgonzalez@ubu.es

Miguel Ángel Vicente Cabrera. Universidad de Burgos. Profesor Titular

de Universidad. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

mvicente@ubu.es

Hormigón reforzado con fibras, tomografía computarizada, orientación de fibras, densidad de fibras, ensayo de flexión en tres puntos.

Fibre reinforced concrete, computerized tomography, fibre orientation, fibre volume fraction, 3-point bending testing.

Los hormigones reforzados con fibras constituyen una solución estructural muy sugerente, especialmente en elementos sometidos a



Figura 1. Ensayo de flexión en tres puntos

flexión, por los ahorros en costes de fabricación que ello puede conllevar. Sin embargo, presenta un obstáculo no resuelto hasta la fecha, y es el hecho de que la orientación de las fibras en el interior de la masa y, en menor medida, su distribución no son controlables. Además, esta realidad se agrava con el hecho de que ambos parámetros son esenciales a la hora de determinar, con precisión, la capacidad mecánica estos hormigones.

Es bien conocido que existe una relación entre la orientación de las fibras, su densidad y la resistencia residual a tracción de estos hormigones. Existen algunos trabajos que correlacionan la densidad de fibras y su resistencia residual. Sin embargo, apenas existen trabajos de investigación que analicen, en profundidad, la relación entre la orientación real de las fibras y la resistencia a tracción, principalmente porque no se ha dispuesto de las herramientas tecnológicas adecuadas para medir la orientación de las mismas.

La aplicación de las modernas técnicas de tomografía computarizada permite determinar con precisión la orientación de las fibras en el interior de la masa de hormigón. Se abre la puerta, por tanto, a estudiar en profundidad cómo la orientación modifica la resistencia residual.

En esta investigación se estudia la relación que existe entre la orientación de las fibras y su densidad por un lado y la resistencia residual a tracción del hormigón reforzado por otro. Para ello se fabricó una viga pared de hormigón reforzado con fibras metálicas, del que se

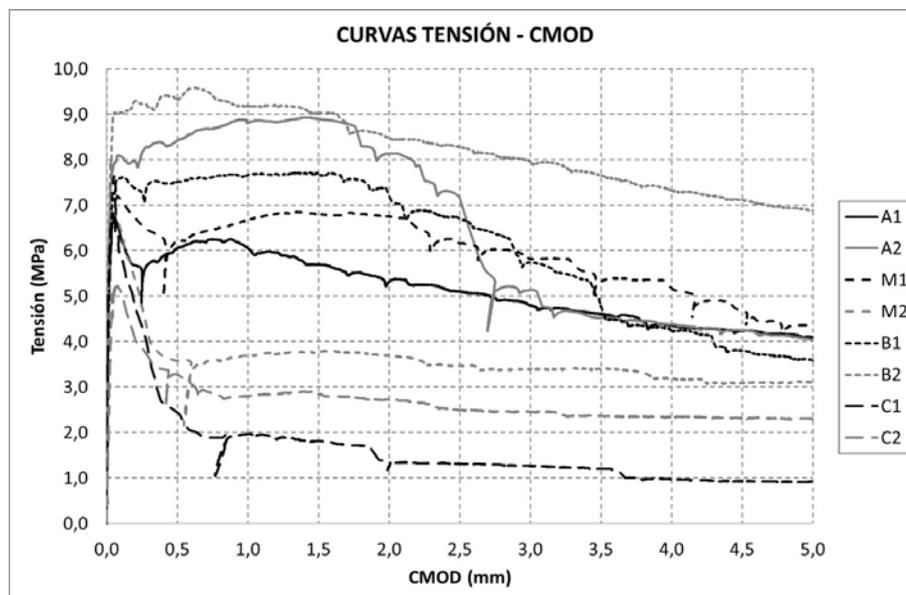


Figura 2. Curvas tensión CMOD

extrajeron una serie de probetas prismáticas, de diferentes zonas de la misma y en diferentes direcciones. En primer lugar, todas las probetas fueron sometidas a un ensayo de tomografía axial computarizada (en adelante TAC) para obtener, de forma individualizada, la posición y orientación de cada una de las fibras que la conforman. A continuación, dichas probetas fueron sometidas al ensayo de flexión en tres puntos, de acuerdo a la normativa vigente (fig. 1), y se obtuvieron los valores de resistencia residual a tracción del hormigón (fR,i) (fig. 2).

Cruzando los datos de ambos ensayos ha sido posible establecer correlaciones empíricas entre la orientación y la densidad de fibras, por un lado, y la resistencia residual a tracción por otro.

Los resultados muestran una fuerte correlación con dos parámetros relacionados con la posición y orientación de las fibras, a saber, su densidad y su índice de eficacia.

335. ESTUDIO DE LA SENSIBILIDAD A SU PROPIA DEFORMACIÓN DE ESCORIAS DE ALTO HORNO REFORZADAS CON FIBRA DE CARBONO

SENSITIVITY STUDY OF STRAIN SELF-SENSING CAPACITY OF BLAST FURNACE SLAG REINFORCED WITH CARBON FIBERS

F. Javier Baeza de los Santos. Universidad de Alicante. Profesor Ayudante Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fj.baeza@ua.es

Josep Lluís Vilaplana Abad. Universidad de Alicante. Doctorando. Máster en Ingeniería de Materiales, Agua y Terreno. josepluisvilaplana@citop.es

Óscar Galao Malo. Universidad de Alicante. Profesor Asociado. Doctor. oscar.galao@ua.es

Pedro Garcés Terradillos. Universidad de Alicante. Catedrático de Universidad. Dr. en Ciencias Químicas. pedro.garces@ua.es

Fibras de carbono, percepción de deformación, activación alcalina, materiales compuestos multifuncionales, retracción por secado.

Carbon fibers, strain sensing, alkali activation, multifunctional composites, drying shrinkage.

El desarrollo de materiales compuestos de matriz cementicia de alta resistencia fue capaz de conseguir grandes prestaciones mecánicas sin necesidad de emplear cemento Portland. Para tal fin, la activación alcalina surgió como alternativa de producción de estos materiales, empleando residuos industriales como las escorias de alto horno, reduciendo así el impacto ambiental asociado a la producción del clínker. El principal problema que presenta este tipo de compuestos es su gran retracción por secado, que habitualmente requiere del empleo de aditivos reductores de retracción para garantizar su integridad. Paralelamente, el uso de fibras como adición en la fabricación también ha resultado útil como agente controlador de la retracción (fig. 1). En el caso particular de emplear fibras conductoras de la electricidad en la mezcla (como son las fibras de carbono), además de mejoras en las prestaciones mecánicas del compuesto, lo transforma en un material conductor estableciéndose así la posibilidad de realizar funciones distintas de su función estructural, por ejemplo su uso como ánodo en la extracción electroquímica de cloruros o la percepción de deformaciones. Dicha capacidad de ser sensibles a su propia deformación, que presentan estos materiales reforzados con fibras de carbono, ya ha sido extensamente estudiada en matrices de cemento Portland. Sin embargo el empleo de escorias de alto horno activadas alcalinamente puede generar materiales con mayor sensibilidad a su deformación. El objetivo principal del presente trabajo es comprobar la influencia del grado de saturación en la sensibilidad a su propia deformación de escorias de alto horno reforzadas con fibras de carbono. Además, previamente se ha planteado un estudio de caracterización mecánica de estos materiales, para seleccionar la dosificación que se probará como sensor de deformación. En el estudio de caracterización se comprobó que la adición de fibras de carbono es proporcional a la mejora de la resistencia a flexión (incrementos de hasta 5 veces respecto del material sin fibra), y la reducción de la retracción por secado (fig. 1). Por otra parte, se realizaron ensayos de compresión, con ciclos de carga y descarga, mientras se controlaba la variación de la resistencia eléctrica del material, para posteriormente correlacionarla con el nivel de deformación sufrido por las probetas (fig. 2). En este caso, la relación entre deformación y resistividad mejoró al reducir el contenido de humedad del material, encontrándose para un grado de saturación del 46% la sensibilidad máxima, que se reflejó en un factor de galga de 324.

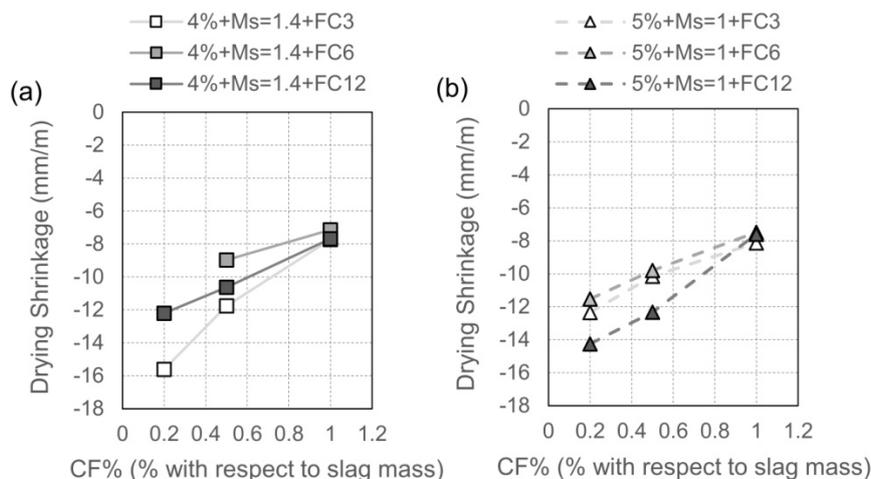


Figura 1. Retracción por secado en pastas de escoria de alto horno reforzadas con fibras de carbono

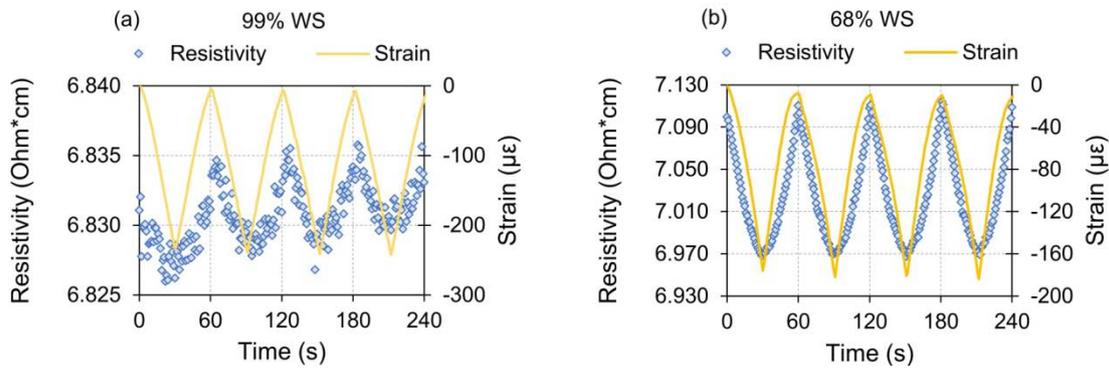


Figura 2. Ensayos de percepción de deformación, evolución de resistividad y deformación unitaria para un grado

336. SUSTITUCIÓN DE LA JUNTA DE UN VIADUCTO EN LA M-40. ESTUDIO DE DEFORMACIONES TÉRMICAS E INFLUENCIA EN LAS CONDICIONES DE INSTALACIÓN

REPLACEMENT OF THE EXPANSION JOINT OF THE VIADUCT ON M-40. STUDY OF THERMAL STRAINS AND IT'S INFLUENCE ON INSTALLATION CONDITIONS

Lucía López de Abajo López. LRA Infrastructures Consulting. Ingeniera de Estructuras. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. lucialopezdeabajo@lraingenieria.es

Tomás Ripa Alonso. LRA Infrastructures Consulting. Socio Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. tomasripaalonso@gmail.com

Junta, deformaciones térmicas, holgura estructural.

Expansion joint, thermal strains, structural gap.

Durante los pasados meses de mayo y junio se llevó a cabo la sustitución de la junta modular existente en el viaducto situado en el P.K. 51+100 de la M-40. Dicha junta presentaba síntomas de agotamiento de su vida útil, mostrando un avanzado estado de deterioro, por lo que era necesario retirarla.

Aunque la solución más directa habría sido sustituir la junta existente por otra de características similares, se constató que se trataba de un modelo obsoleto; por lo que se estudió la posibilidad de sustituirla por una de menor movimiento, concretamente por una de elastómero armado, que simplificaría las futuras operaciones de mantenimiento.

La ejecución de este nuevo dispositivo, de menores dimensiones y movimientos, requería reducir la holgura estructural del puente, lo que se resolvió mediante la construcción de un recrado en toda la altura del estribo donde se ubicaba la junta. La incógnita de esta operación era precisamente la anchura del recrado, dado que debía ser tal que permitiese los movimientos de la nueva junta sin que en el momento de máxima dilatación de la estructura la culata del puente chocase contra el muro del estribo, ni que en el momento de máxima contracción del puente la holgura estructural fuese mayor que la admitida por la nueva junta.

Por todo ello, se realizó un estudio detallado de las deformaciones térmicas de la estructura, ya que los efectos diferidos del hormigón, dada la edad de la estructura, habían desaparecido; y las cargas de frenado y viento serían absorbidas por el punto fijo del puente.

Dicho estudio se realizó de dos maneras: por un lado, mediante estudio teórico de las normativas disponibles (en este caso, IAP-11); y por otro, mediante medición directa de los movimientos del puente en función de la temperatura ambiente.



Junta modular existente



Recrado del estribo para reducción de holgura estructural

Las conclusiones de estas mediciones y estudios tuvieron repercusión en dos momentos clave de la instalación de la nueva junta: el primero de ellos, como se comentaba anteriormente, era la definición de las dimensiones del recocado para la reducción de la holgura estructural; y el segundo, la posición del propio dispositivo de junta a la hora de colocarlo en la obra, ya que según la temperatura de instalación podría ser necesario realizar una operación de reglaje para colocarla pre-comprimida o pre-estirada.

339. ANÁLISIS DE MECANISMOS RESISTENTES A CORTANTE MEDIANTE OPTIMIZACIÓN DE MODELOS DE BIELAS Y TIRANTES CONSIDERANDO LOS PATRONES DE FISURACIÓN

ANALYSIS OF SHEAR RESISTING ACTIONS BY MEANS OF OPTIMIZATION OF STRUT AND TIE MODELS AND ACCOUNTING FOR OF CRACK PATTERNS

Jesús Miguel Bairán García. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesor Agregado. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jesus.miguel.bairan@upc.edu

Antonio Mari Bernat. Universitat Politècnica de Catalunya. Catedrático. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. antonio.mari@upc.edu

Antoni Cladera Bohigas. Universitat de les Illes Balears. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. antoni.cladera@uib.es

Cortante, acciones resistentes, bielas y tirantes, tirantes de hormigón, engranamiento áridos.

Shear, resisting actions, strut and ties, concrete ties, aggregate interlock.

El cortante en estructuras de hormigón ha sido estudiado durante varias décadas sin alcanzar consenso sobre el modelo resistente para

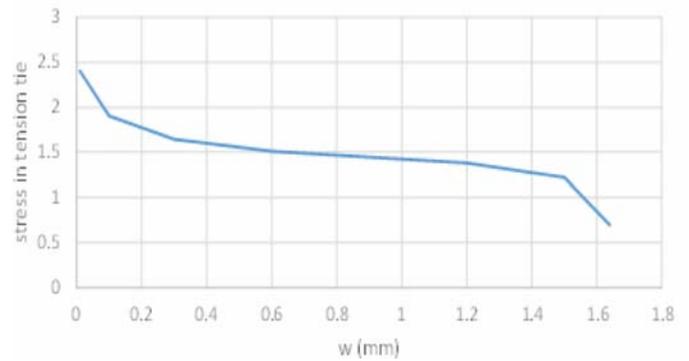


Figura 1. Tensión de tracción transferida a través de una fisura inclinada 78° en función del ancho de fisura

diseño. Aunque existe acuerdo en que la resistencia involucra, al menos, las componentes de la zona no fisurada, el engranamiento de áridos, la tensión residual de la zona fisurada, la armadura longitudinal y la transversal, la contribución de éstas es difícil de cuantificar y muchos modelos poseen componente empírica. Más aún, aparentemente, distintos modelos que consideran diferentes acciones como determinantes, producen resultados igualmente razonables. Históricamente, ello ha motivado debates que, lejos de acercar el consenso y complementariedad en las similitudes de cada método, presentan los modelos como incompatibles.

En esta comunicación, se trata esta problemática con un enfoque relativamente simple, mediante el análisis de esquemas de bielas y tirantes (ByT) de ensayos a cortante, evidenciando el equilibrio interno y externo. Schlaich (1987) sugirió que existencia de tirantes de hormigón. Estos pueden explicar la resistencia a cortante sin armadura transversal, el anclaje de las armaduras y la colaboración de zonas no fisuradas. Se analiza el desarrollo físico de las tensiones de tracción después de la fisuración, encontrando que la inclinación de las fisuras y su abertura controlan la resistencia de los tirantes de hormigón. Se

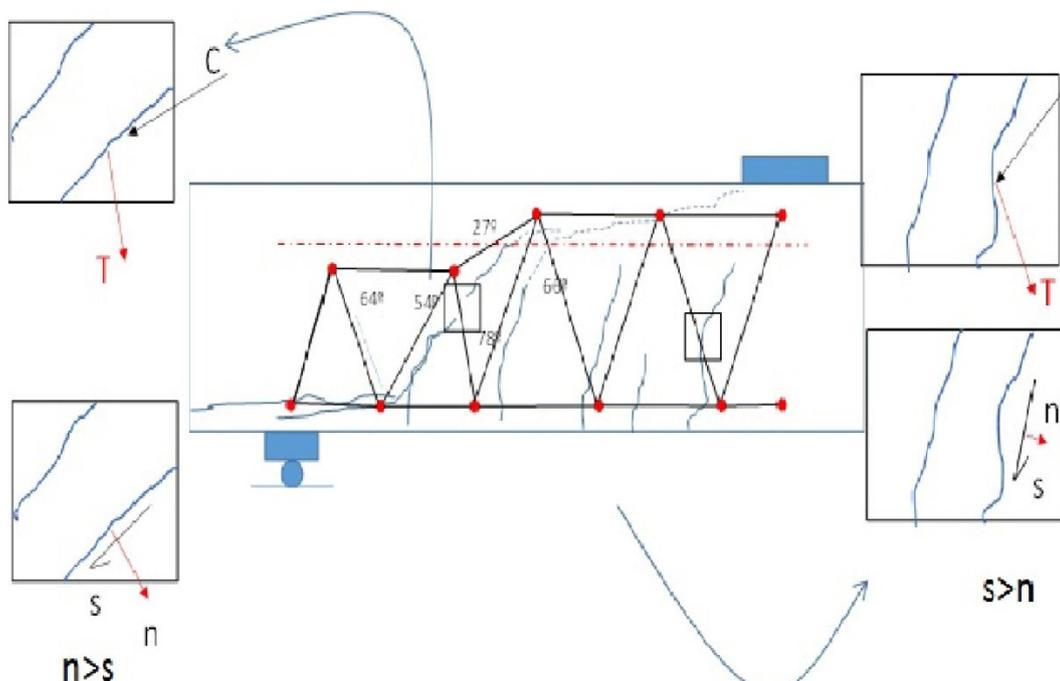


Figura 2. Desarrollo de tracción en los tirantes de hormigón en las diferentes zonas

proponen relaciones basadas en el modelo de Walraven (1980) para valorar este efecto.

Dada la capacidad variable de los tirantes (fig. 1), un mismo esquema de ByT no puede explicar todo el proceso hasta la rotura. En este estudio, se optimiza la geometría del sistema de ByT mediante el método de descenso por gradientes para encontrar una solución satisfactoria para la carga aplicada y la fisuración observada. La metodología se aplica a un caso experimental de elemento sin armadura transversal. Se encuentra que la relevancia de cada mecanismo resistente cambia en cada nivel de carga y en diferentes zonas de la viga. Existen zonas la que es posible resistir el cortante exclusivamente mediante engranamiento de áridos. Sin embargo, para la misma carga, en la zona de momentos flectores bajos, se produce una fisura crítica inclinada donde la acción resistente es mixta, involucrando una importante componente de la cabeza de compresión (fig. 2). La coexistencia temporal y espacial de las diferentes acciones explica, en parte, la diversidad de hipótesis en los modelos existentes. Sin embargo, también evidencia que algunos modelos son visiones parciales del mismo proceso y que, si se plantean con la visión adecuada, pueden complementarse.

350. PRINCIPIOS UNIVERSALES DE DISEÑO APLICADOS A LA CONCEPCIÓN DE PUENTES

UNIVERSAL PRINCIPLES OF DESIGN APPLIED TO BRIDGE CONCEPTION

Héctor Beade Pereda. Knight Architects. Bridge Designer. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. h.bead@knightarchitects.co.uk

Diseño de puentes, metodología proyectual, principios universales de diseño, diseño holístico.

Bridge design, methodological approach, universal principles of design, holistic design.

Existen innumerables definiciones para el término diseño, siendo una de ellas la siguiente: “el diseño es una actividad creativa cuyo propósito es, buscando una solución a un problema, establecer las cualidades multifacéticas de objetos, procesos o servicios sin existencia previa, en su ciclo completo de vida”. Aunque el origen de los puentes es muy anterior a la aparición del término diseño, es indudable que el proyecto de puentes sigue, o debería seguir, un proceso similar al de otras familias del diseño (producto, gráfico, moda...).

Se pueden definir una serie de principios universales de diseño que son comunes a varias de estas disciplinas, siendo muchos de ellos de aplicación al diseño de puentes. El hecho de tomar conciencia de estos



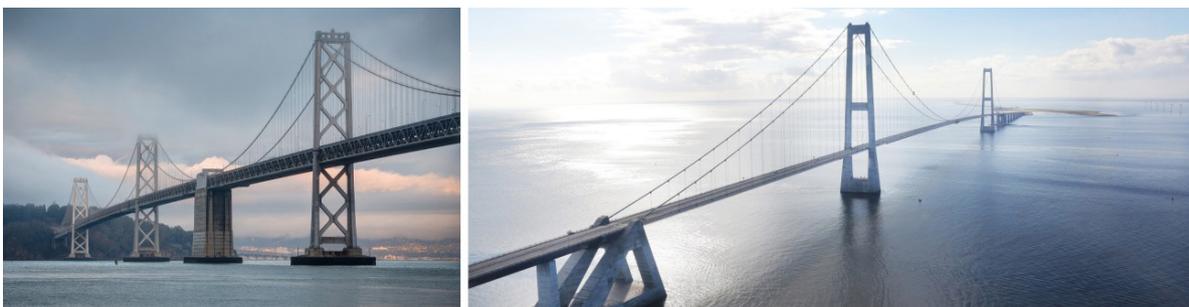
La navaja de Ockham. Violonchelo clásico (izquierda) frente a violonchelos eléctricos (centro y derecha)

principios puede permitir al diseñador de puentes afrontar el proceso añadiendo nuevas variables a las habitualmente consideradas (entre ellas el obvio problema estructural).

Este artículo pretende describir una serie de principios universales de diseño que son de aplicación también al diseño de puentes, ilustrándolos con distintos ejemplos. El objetivo es que el diseñador de puentes comprenda la importancia de conceptos como: la consistencia, la constancia, las connotaciones de líneas curvas, las líneas de deseo, la proporción aurea, la jerarquía, la modularidad, la navaja de Ockham, la similitud, la simetría, la conexión de lo uniforme, la visibilidad o el efecto Von Restorff, entre otros.

Todos los puentes importan, desde los que cruzan las desembocaduras de grandes ríos en entornos urbanos, hasta los más modestos pasos superiores o pasarelas de luz moderada. Todos han de tener una vida útil similar y todos se han de interrelacionar íntimamente con el territorio. Unos serán más visibles que otros en función de su localización, pero todos deberían ser resueltos con sensibilidad, profesionalidad y honestidad. La inclusión de estos principios de manera consciente en el proceso de diseño debería permitir proyectar buenos puentes, sin que eso signifique más caros o de más difícil construcción.

Las imágenes inferiores muestran dos ejemplos de la aplicación del principio de la navaja de Ockham, según el cual el más sencillo será el preferible de los diseños equivalentes. En el diseño de violonchelos, la aparición de instrumentos eléctricos permitió decidir reproducir las formas (centro) del instrumento clásico (derecha), o minimizar sus componentes. En el diseño de los puentes colgantes de la segunda imagen se observa la diferencia en apariencia al simplificar al máximo los distintos elementos estructurales.



La navaja de Ockham. Puentes colgantes, en el ejemplo de la derecha, diseño simple y elegante

357. ANÁLISIS PRELIMINAR DEL COMPORTAMIENTO DE HORMIGONES QUE INCORPORAN CONCHA DE MEJILLÓN RECICLADA EN ESTRUCTURAS ARMADAS SUMERGIDAS EN AGUA MARINA

PRELIMINARY ANALYSIS OF THE BEHAVIOR OF CONCRETE INCORPORATING RECYCLED MUSSEL SHELL, FOR ITS USE IN SEA-SUBMERGED REINFORCED STRUCTURES

M. Pilar de la Cruz. Universidade da Coruña. Profesora Titular de Universidad. Dra. Ingeniera Industrial. pilar.cruz1@udc.es
Santiago Fernández-Yuste. Proyfe. Ingeniero Industrial. Ingeniero Industrial. santiagofyuste@gmail.com
Alfredo del Caño. Universidade da Coruña. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero Industrial. alfredo.cano@udc.es
Manuel F. Herrador. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos. manuel.herrador@udc.es

Hormigón armado, caracterización experimental, sustitución de árido natural por concha de mejillón reciclada, estructuras permanentemente sumergidas en agua marina.

Reinforced concrete, experimental characterization, replacement of natural aggregate by recycled mussel shell, structures permanently submerged in seawater.

Galicia (España) es el mayor productor y exportador europeo de conservas de mejillón. Esta actividad supone la generación de 60.000 a 90.000 toneladas de concha de mejillón por año, originando importantes problemas ambientales.

A lo largo de las últimas décadas diversos investigadores han tratado de sustituir (total o parcialmente) algunos de los componentes del hormigón por otros materiales que supongan una mayor sostenibilidad.

Esta comunicación parte de la base del Proyecto Biovalvo, abordado por un grupo de empresas españolas, junto con la Universidade da Coruña (España). En él se han desarrollado y ensayado diferentes materiales de construcción con sustitución parcial o total de concha de mejillón reciclada. Este reciclaje se realiza por medio de un corto tratamiento térmico a 123 °C, con objeto de eliminar la materia orgánica, junto con el oportuno lavado y trituración, para obtener diferentes granulometrías. La utilidad de estos materiales es variada. Habiéndose demostrado que tienen prestaciones cercanas a las de



Probeta con sustitución parcial de concha de mejillón tras el ensayo de compresión

los materiales convencionales, podrían emplearse como sumidero ambiental en elementos constructivos que no supongan una gran responsabilidad.

Con vistas a futuros proyectos parecía interesante analizar, entre otras cosas, el comportamiento a largo plazo de estos materiales; en particular, en el caso de los hormigones, su uso en entornos marinos y, concretamente, en estructuras de hormigón armado permanentemente sumergidas en agua marina. Teniendo en cuenta los actuales problemas de sobrepesca y deterioro de fondos marinos, se consideran de especial interés y utilidad las que puedan facilitar el desarrollo de fauna y flora marina, impidiendo o dificultando determinados tipos de pesca en zonas concretas.

El presente trabajo supone un análisis preliminar para enfocar posibles proyectos futuros que analicen el comportamiento a largo plazo de estructuras de hormigón armado con sustitución parcial de árido convencional por concha de mejillón reciclada, permanentemente sumergidos en agua de mar.

Se han preparado hormigones convencionales y hormigones con concha de mejillón, que se han conservado durante cierto tiempo, de tres formas diferentes: al aire; sumergidos en agua salada; y sumergidos en dicho medio, pero con barras de acero sometidas a tensión eléctrica. El objeto de esta última situación es acelerar los procesos de corrosión de dichas armaduras.

Los ensayos de corrosión natural y forzada hicieron disminuir progresivamente la resistencia de las probetas. Este efecto ha sido más acusado en los hormigones con concha de mejillón. A pesar de ello se considera factible su uso para las aplicaciones que se han comentado aquí.

358. EVALUACIÓN DE LA ADHERENCIA HORMIGÓN-ARMADURA EN HORMIGONES PROYECTADOS

ASSESSMENT OF CONCRETE-STEEL BOND STRENGTH IN SPRAYED CONCRETE

Tomàs García Vicente. Universitat Politècnica de Catalunya. Director del Laboratorio. Ingeniero en Organización Industrial. tomas.garcia@upc.edu

Sergio H. Pialarissi Cavalero. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesor Agregado. Dr., Ingeniero Civil. sergio.pialarissi@upc.edu



Vista general del montaje para el ensayo de corrosión forzada de barras de acero

Ana Blanco Álvarez. Universitat Politècnica de Catalunya. Investigadora Posdoctoral. Dra., Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. ana.blanco@upc.edu

Jorge Pérez Cacho. Industrias Químicas del Ebro. Responsable Investigación y Desarrollo. Dr., Ciencias Químicas. jperez@iqe.es

Hormigón proyectado, acero corrugado, adherencia, pull-out.

Sprayed concrete, rebar, bond, pull-out.

Los avances tecnológicos en el ámbito del hormigón proyectado, tanto en los materiales, especialmente en los acelerantes de fraguado, como en los equipos de proyección, han incrementado el interés por esta técnica de puesta en obra para hacerla extensible a nuevas aplicaciones donde el hormigón asuma un mayor protagonismo estructural. El hormigón proyectado se ha vinculado principalmente a aplicaciones como la construcción subterránea y estabilización de taludes, pero también ha sido utilizado en otras aplicaciones en las que se le exige un carácter estructural permanente.

Las restricciones y alteraciones por la puesta en obra sobre el material colocado son bien conocidas, su mayor porosidad o el uso de mezclas con elevado contenido de cemento y baja carga mineral, son aspectos a tener en cuenta en las prestaciones del material resultante. La dificultad a la hora de reproducir las condiciones constructivas en laboratorio ha sido una barrera en la realización de estudios, pero las nuevas expectativas de su uso, hace necesario una mayor profundidad en estudios relativos a los aspectos estructurales, como puede ser el módulo de elasticidad, la resistencia a cortante, etc.

Siguiendo esta línea, este estudio presenta una nueva propuesta de ensayo para la evaluación de la adherencia hormigón-armadura en hormigones proyectados. La propuesta se basa en el ensayo de pull-out para hormigón convencional, que ha sido adaptado a sus singularidades. Para ello, se ha definido un panel 400×800 mm en el que se ubican tres barras (fig. 1), que permite realizar 3 determinaciones por muestra, y caras frontal y opuesta perpendiculares a la dirección de la barra, para facilitar su extracción y medida de su deslizamiento (fig. 2).

Para analizar su viabilidad y validez de los resultados que se obtienen, se han realizado ensayos sobre probeta cúbica y placa con hormigón convencional, obteniéndose valores de resistencia de adherencia similares. Asimismo, se han realizado estudios para analizar la influencia del espesor del panel en los resultados de adherencia, dado el difícil control del espesor durante la proyección.

Las pruebas realizadas en hormigón proyectado muestran que la adherencia puede alcanzar valores muy cercanos a los que se obtienen en hormigón convencional, pero también que puede verse reducida



Figura 1. Artesa para fabricación de las muestras de ensayo



Figura 2. Configuración del ensayo

significativamente, como en aquellas aplicaciones en las que no hay un buen diseño de mezcla o dosificaciones altas de acelerante, dando lugar a discontinuidades en el flujo durante el proceso de bombeo y proyección, o en el caso de un denso refuerzo.

374. PUNZONAMIENTO EN LOSAS ARMADAS CON FRP SIN ARMADURA TRANSVERSAL. ESTUDIO COMPARATIVO DE MODELOS ANALÍTICOS

PUNCHING IN CONCRETE SLABS REINFORCED WITH FRP REBARS WITHOUT TRANSVERSE REINFORCEMENT. COMPARATIVE STUDY OF ANALYTICAL MODELS

Eva Oller Ibars. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesora Agregada. Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. eva.oller@upc.edu

Antonio Marí Bernat. Universitat Politècnica de Catalunya. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. antonio.mari@upc.edu

Josep Jaume González Rodríguez. Universitat Politècnica de Catalunya. Estudiante MECCP. Ingeniero Obras Públicas. jagoro9@gmail.com

Armadura pasiva PRF, punzonamiento, modelos analíticos, base de datos.

FRP rebars, punching, analytical models, database.

La aplicación práctica de armadura pasiva de polímeros reforzados con fibras (PRF) en losas o forjados bidireccionales o en tableros de puente en ambientes susceptibles a corrosión se encuentra muy limitada actualmente. Además del coste de este material, una de las razones es el insuficiente conocimiento del comportamiento a punzonamiento de estos elementos en la conexión losa-columna o bajo cargas puntuales.

El comportamiento a punzonamiento de losas armadas con barras de PRF con o sin armadura transversal es un fenómeno complejo que depende de diversos parámetros. La principal diferencia con el caso del hormigón armado convencional es que la armadura pasiva de PRF tiene un comportamiento elástico-lineal hasta rotura y no plastifica.

En la actualidad, existe un número limitado de estudios experimentales y analíticos sobre esta materia. De acuerdo con las campañas experimentales existentes (fig. 1), parece ser que el perímetro crítico

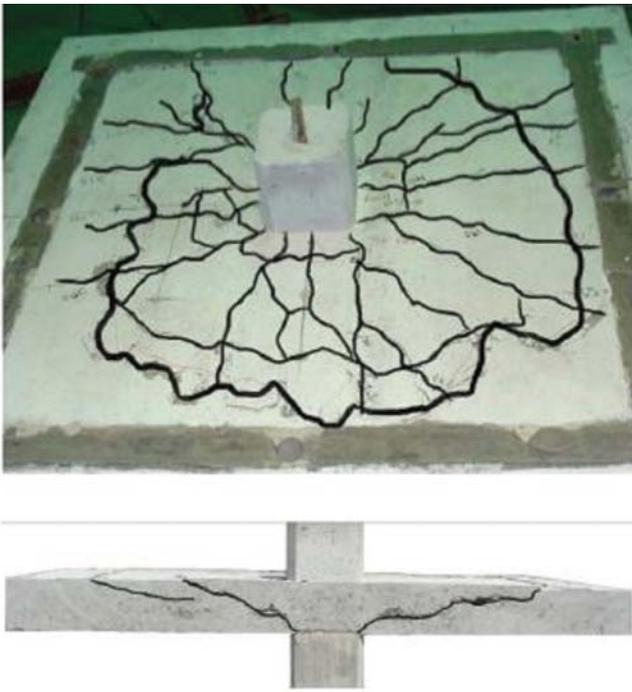


Figura 1. Rotura a punzonamiento de losa armada con barras PRF (Hassan et al. 2013)

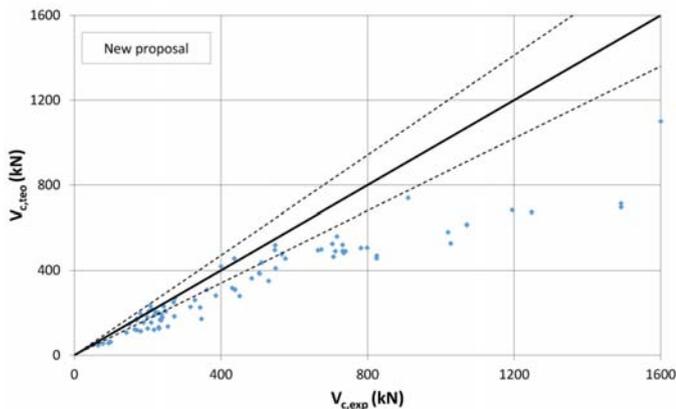


Figura 2. Cortante último experimental vs cortante último teórico para la nueva propuesta

en rotura es menor que en losas con armadura convencional. Se observa también como la carga última es menor en una losa armada con PRF, las deformaciones son mayores debido al menor módulo de elasticidad que tienen las barras PRF en relación a las de acero, y el ancho de fisura es mayor.

En este artículo se realiza un estudio comparativo de la fiabilidad de las formulaciones existentes para evaluar la resistencia a punzonamiento de losas armadas con PRF sin armadura transversal. Para ello se ha elaborado una base de datos de 88 ensayos recogidos en la literatura de 16 campañas experimentales existentes. No se han analizado las losas con armadura transversal, dado el reducido número de ensayos existentes (18 ensayos de 4 campañas).

La mayor parte de las formulaciones existentes que predicen la resistencia a punzonamiento de losas armadas con PRF sin armadura transversal son una modificación de las ecuaciones para losas armadas convencionales que tienen en cuenta una menor rigidez de las armaduras de PFR. En base al modelo unificado desarrollado por Marí et al.

(2014) para cortante y punzonamiento de elementos de hormigón armado convencional, se realiza una propuesta para losas de hormigón armadas con PRF sin armadura transversal (fig. 2).

381. ESTUDIO EXPERIMENTAL SOBRE LOS MODOS DE FALLO POR CORTANTE EN VIGAS DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS

EXPERIMENTAL STUDY ON THE MODES OF FAILURE OF SHEAR-CRITICAL FIBER-REINFORCED CONCRETE BEAMS

Juan Navarro Gregori. Universitat Politècnica de València. Profesor Contratado Doctor. Ingeniero de Caminos. Doctor. por la UPV. juanagre@cst.upv.es

Francisco Ortiz Navas. Universitat Politècnica de València. Estudiante Máster Ingeniería del Hormigón. Ingeniero Civil. francisco.ortiz.navas@gmail.com

Gabriel Leiva Herdocia. Universitat Politècnica de València. Estudiante Máster Ingeniería del Hormigón. Ingeniero Civil. galeivah@gmail.com

Pedro Serna Ros. Universitat Politècnica de València. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos. pserna@cst.upv.es

Estefanía Cuenca Asensio. Politecnico di Milano. Becaria Posdoctoral. Ingeniera de Caminos. Dra. por la UPV. estefania.cuenca@polimi.it

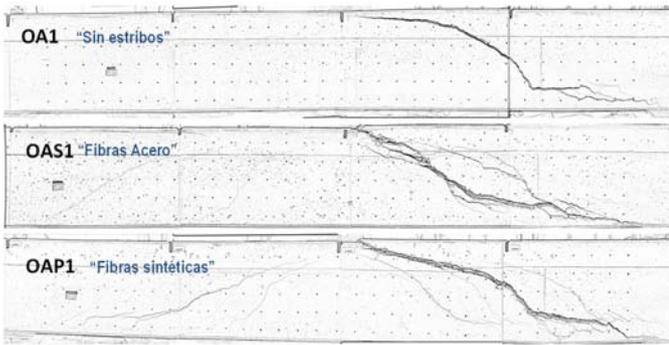
Hormigón, cortante, fallo, fibras acero, fibras sintéticas.

Concrete, shear, failure, steel fibres, synthetic fibres.

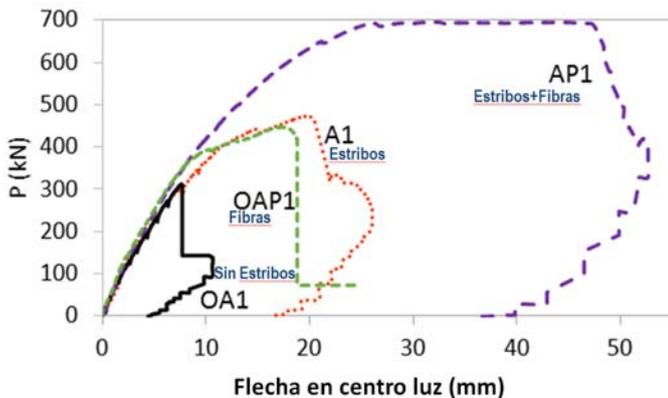
En esta investigación se realiza un trabajo experimental en el que se estudian los modos de fallo por cortante en vigas de hormigón armado y de hormigón reforzado con fibras. El estudio experimental está basado en una tradicional campaña experimental realizada por Bresler y Scordelis en la Universidad de Berkeley en los años 60 en las que se estudiaron los principales modos de fallo por cortante en vigas de hormigón armado. Es importante destacar que una serie de vigas de similares características se volvieron a ensayar en la Universidad de Toronto obteniéndose resultados similares unos cuarenta años después. En esta investigación buena parte de las 12 vigas originales se ha repetido y se ha extrapolado el estudio incluyendo vigas de hormigón reforzado con fibras.

El objetivo general que se persigue en este trabajo es el estudio de cómo se modifica el comportamiento a cortante de elementos tipo viga al incluir fibras. Concretamente se pretende estudiar con detalle los diferentes modos de fallo que se producen, la mejora de la capacidad de carga-flecha, la ductilidad y la sinergia a cortante entre las armaduras transversales y las fibras.

Los parámetros tenidos en cuenta en esta campaña experimental han sido, la presencia o no de armadura transversal, la esbeltez a cortante a/d , el ancho de la sección, así como la posible inclusión de fibras en la matriz de hormigón. Se ha optado por extender el estudio para un tipo de hormigón con fibras de acero y otro de macro fibras sintéticas de polipropileno de similares características resistentes. La campaña experimental consta de un total de 24 vigas (8 de hormigón armado, 8 de hormigón con fibras de acero y 8 de hormigón con fibras sintéticas). Para cada grupo de 8 vigas se han considerado 4 de ellas sin armadura de cortante. Se han estudiado dos anchos distintos y dos relaciones de esbeltez a cortante diferentes ($a/d = 4$ y 5).



Rotura a cortante de viga sin estribos. Influencia de las fibras



Efecto de los estribos y las fibras sintéticas en la respuesta carga-flecha

Se presenta una discusión crítica de los resultados experimentales obtenidos y se comparan los resultados de las cargas de rotura alcanzadas con las estimaciones que predice el Código Modelo 2010.

Como conclusión general del estudio se puede decir que las fibras, con una dosificación adecuada, son un eficaz mecanismo de resistencia a cortante, y pueden sustituir completamente la armadura de cortante.

387. MODELO NUMÉRICO DEL COMPORTAMIENTO EN FRACTURA DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRA SEGÚN SU CONTENIDO

NUMERICAL MODEL OF THE FRACTURE BEHAVIOR OF STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE REGARDING THE FIBRE CONTENT

Federico Palazón Garrido. Grupo de Estructuras-ETSI. Universidad de Sevilla. Investigador. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fedpalgar@alum.us.es

Fernando Medina Reguera. Grupo de Estructuras-ETSI. Universidad de Sevilla. Investigador del Grupo TEP-245. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fmedinar@us.es

Elisa Poveda Bautista. ETSICCP. Universidad de Castilla-La Mancha. Profesora Ayudante Dra. Dra. Ingeniera Industrial. elisa.poveda@uclm.es

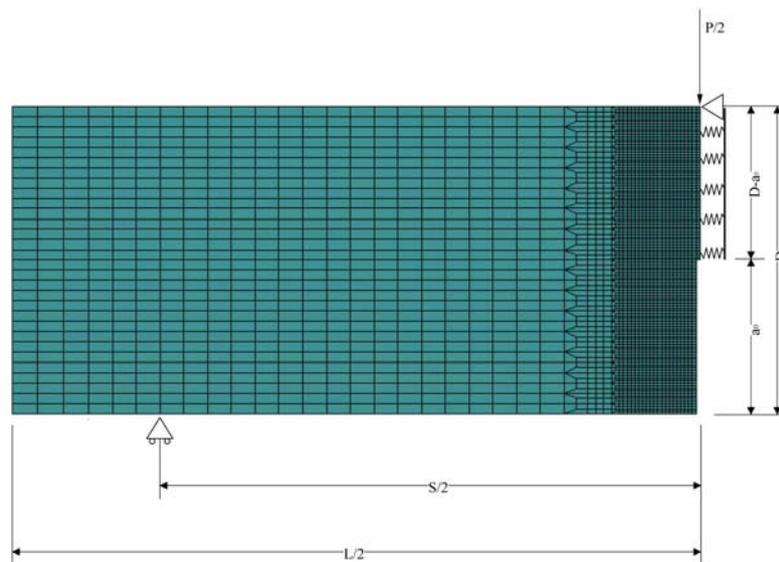
Héctor Cifuentes Bulté. Grupo de Estructuras-ETSI. Universidad de Sevilla. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero Industrial. bulte@us.es

Fernando Medina Encina. Grupo de Estructuras-ETSI. Universidad de Sevilla. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. medinaencina@us.es

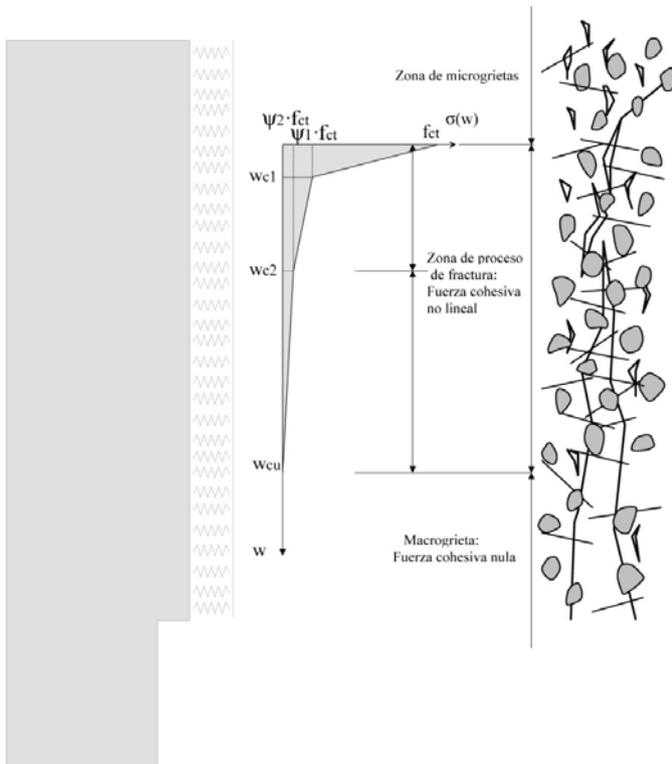
Fractura, fibra, ablandamiento, modelos numéricos, experimental.

Fracture, fiber, softening, numerical models, experimental.

El objeto de este estudio es el desarrollo de un modelo numérico para caracterizar el comportamiento en fractura de elementos de hormigón autocompactante reforzados con fibras de acero (SCFRC) y parametrizar dicho modelo en función del contenido en fibras. Se han simulado ensayos a flexión en tres puntos mediante modelos de grieta discreta, en los que se adopta la hipótesis de que una grieta única se propaga en la sección central de la probeta, con el fin de correlacionarlos con datos experimentales disponibles de ensayos realizados a series de probetas con la misma dosificación y diferente contenido en fibra tipo HE 55/35. Así, para modelizar el comportamiento cohesivo del hormigón en tracción se emplean elementos cohesivos unidireccionales con una ley de comportamiento no lineal para representar el ablandamiento.



Modelo de grieta discreta para probeta entallada sometida a flexión en tres puntos



Comportamiento no lineal del modelo de elementos cohesivos unidireccionales para modelo de grieta discreta

to en tracción. Las leyes de comportamiento se definen mediante la ley de ablandamiento Tensión-desplazamiento y el área de influencia de cada elemento. Con este modelo se consigue, mediante un proceso de análisis inverso a partir de los resultados experimentales, obtener unas leyes de ablandamiento analíticas y paramétricas. Los ensayos de flexión en tres puntos se llevan a cabo para obtener el valor de energía de fractura (GF) y la curva f-CMOD del hormigón reforzado con fibras. A partir de ésta se determinan los valores de resistencia residual a flexotracción (f_{Ri}). Para obtener la correspondencia con los ensayos, se han simulado los resultados correspondientes a un total de cuatro ensayos de energía de fractura sobre probetas prismáticas de $400 \times 100 \times 100$ mm para la amasada de hormigón autocompactante sin adición de fibras. Para las amasadas con adición de fibras, se han simulado los resultados correspondientes a 16 probetas para determinar los valores de resistencia residual a flexotracción, 4 para cada una de los 4 contenidos en fibra estudiados (15, 30, 45 y 60 kg/m³). El resultado de estas simulaciones es un modelo numérico, capaz de ajustarse a las curvas carga-desplazamiento experimentales, dependiente de los parámetros de fractura (resumidos en la ley de ablandamiento), y estando éstos a su vez relacionados con el contenido en fibras de acero en la probeta. El modelo obtenido puede aplicarse a diferentes geometrías de probeta y al estudio del efecto tamaño.

393. PROPIEDADES MECÁNICAS EN FATIGA DE UN HORMIGÓN DE MUY ALTAS PRESTACIONES MEDIANTE ENSAYOS DE FLEXIÓN EN 3 PUNTOS

FATIGUE MECHANICAL PROPERTIES OF ULTRA-HIGH PERFORMANCE CONCRETE USING THREE-POINT BENDING TESTS

José David Ríos Jiménez. Universidad de Sevilla. PhD Student. Ingeniero Superior Industrial. jdrios@us.es

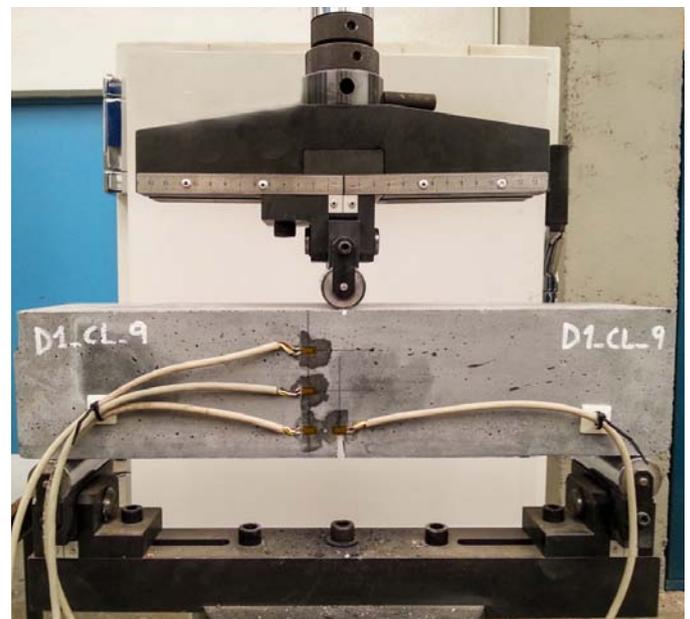
Héctor Cifuentes Bulté. Universidad de Sevilla. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero Industrial. bulte@us.es
Fernando Medina Encina. Universidad de Sevilla. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. medinaencina@us.es

Hormigón de muy altas prestaciones, propiedades de fatiga, desarrollo de grietas, ensayo de flexión en tres puntos.

Ultra-high performance concrete, fatigue properties, crack development, three-point bending tests.

Los hormigones de muy altas prestaciones se caracterizan por tener una significativa resistencia a compresión y tracción, no siendo esta última despreciable como sí ocurre en el caso de hormigones de resistencia normal. La aplicación de hormigones de muy altas prestaciones en estructuras civiles lleva a poder usar elementos más esbeltos en la práctica. Por ejemplo, esto es muy relevante en puentes donde las cargas de tráfico son significativamente elevadas, debido a una densidad de población importante, y es necesario construir estructuras más eficientes. Sin embargo, los efectos de fatiga en este tipo de estructuras juegan un papel muy importante. El mecanismo de rotura del hormigón es bastante complejo debido a su heterogénea naturaleza. El ablandamiento del material tras alcanzar su máxima carga generado por la aparición de micro grietas en la zona de proceso de fractura, así como el paso de micro a macro grietas, no es más que una breve presentación del complejo proceso de rotura. Todo ello unido a la variabilidad de resultados propia del comportamiento en fatiga lleva a que este sea un comportamiento bastante complejo para ser analizado.

En este trabajo se estudia el comportamiento en fatiga de hormigones de muy altas prestaciones mediante el cálculo de las propiedades mecánicas de dos tipos de hormigones donde la única diferencia se encuentra en su refuerzo. Uno de ellos, estaba reforzado con fibras de acero y el otro sin ningún tipo de refuerzo. Se realizaron dos grupos de probetas para posteriormente ser sometidas a ensayos de fatiga de flexión en tres puntos. A partir de estos resultados se calcularon y compararon las propiedades de fatiga y mecánicas de dichos hormigones.



Ensayo de fatiga en flexión en tres puntos



Hormigón de muy altas prestaciones

395. INFLUENCIA DEL TIEMPO DE EXPOSICIÓN A TEMPERATURAS EN EL COMPORTAMIENTO EN FRACTURA DE HORMIGONES AUTOCOMPACTANTES REFORZADOS CON FIBRAS DE PP

INFLUENCE OF EXPOSURE TIME OF TEMPERATURES ON FRACTURE BEHAVIOUR OF SELF-COMPACTING CONCRETE REINFORCED WITH PP FIBRES

José David Ríos Jiménez. Universidad de Sevilla. Investigador. Ingeniero Industrial. jdrios@us.es

Héctor Cifuentes Bulté. Universidad de Sevilla. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero Industrial. bulte@us.es

Carlos Leiva Fernández. Universidad de Sevilla. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero Industrial. cleiva@us.es

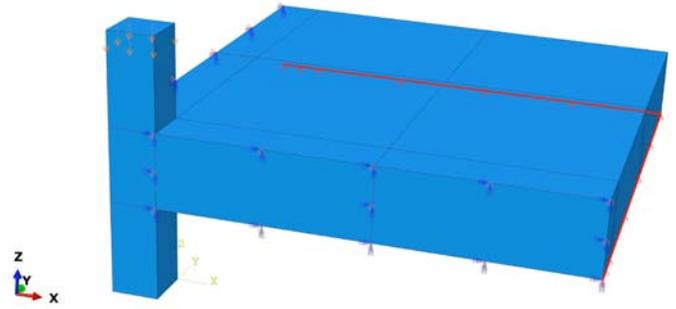
Fernando Medina Encina. Universidad de Sevilla. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. medinaencina@us.es

Hormigón reforzado con fibras, comportamiento en fractura, temperatura, fibras de polipropileno.

Fibre reinforced concrete, fracture behaviour, temperature, polypropylene fibres.

La tecnología del hormigón ha sido ampliamente desarrollada en los últimos tiempos llevando a mejorar los procesos de obtención de este tipo de materiales, así como su rendimiento. De este modo, el uso de hormigones de altas o muy altas prestaciones está siendo bastante habitual en aplicaciones donde hasta el momento solo eran utilizadas estructuras de acero. El uso de estos hormigones, con tan buenas propiedades mecánicas, en aplicaciones donde las cargas soportadas son muy elevadas y donde están sometidos a altas temperaturas simultáneamente es bastante habitual. Por ejemplo, en depósitos de almacenamiento de vapor o sarcófagos de plantas de energía nuclear. En estas aplicaciones el hormigón está sometido a temperaturas medias o altas durante un periodo de tiempo prolongado y no a muy altas temperaturas durante un muy corto espacio de tiempo, como ocurre durante un incendio.

En este trabajo se analiza la influencia que diferentes niveles de temperatura, medios y altos, tienen en el comportamiento mecánico de un hormigón de alta resistencia autocompactante. Con especial atención a su comportamiento en fractura. Para llevar a cabo esto, fueron realizados ensayos normalizados para la caracterización mecánica de los diferentes hormigones a sus respectivas temperaturas. Las propiedades mecánicas fueron medidas tanto para los casos de



Hormigón enfriado tras ser sometido a 700 °C

hormigón en caliente como para los mismos hormigones tras el proceso de enfriamiento. El uso de fibras de polipropileno reduce el daño que la temperatura genera en la matriz de hormigón.

399. PROBLEMÁTICA EN LA INSPECCIÓN DE PUENTES METÁLICOS ANTIGUOS

INSPECTION WORRY IN OLD METAL BRIDGES

Ismael Carpintero García. CEDEX-Laboratorio Central. Coordinador de Programa. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ismael.carpintero@cedex.es

Inspección, Fragilidad, Puente, Metálico, Ensayos.

Inspection, Brittle, Bridge, Metal, Test.

En general, los mecanismos de daño en el material de estructuras metálicas se producen como consecuencia del desarrollo de dos fenómenos: la corrosión y la susceptibilidad del metal a la rotura frágil.

Para controlar estos fenómenos se suelen establecer programas de mantenimiento que contemplan la realización de inspecciones periódicas (llamadas inspección básica y principal en el campo de las inspecciones de puentes).



Puente ferroviario metálico antiguo

El alcance de estas inspecciones es generalmente visual, empleando en ocasiones medios auxiliares de acceso. Normalmente este alcance es suficiente para controlar los daños por corrosión, daños que suelen ser bastante ostensibles y fáciles de detectar.

Sin embargo la inspección visual de la estructura puede no ser suficiente para la detección de posibles grietas en el metal, daños que no son infrecuentes en estructuras antiguas y pueden conducir a fallos con insuficiente capacidad de aviso.

Una opción en estos casos sería plantear de forma generalizada en estos puentes inspecciones periódicas muy intensivas, incrementando el tiempo de inspección y empleando medios auxiliares de acceso. Claramente esto encarecería en gran medida la inspección.

La solución de compromiso sería que el control periódico las estructuras susceptibles de desarrollar este tipo de daños se realizase con ese mayor alcance sólo en las zonas críticas de la estructura. La identificación de estas zonas críticas pasa por realizar un análisis previo que señale cuáles son los elementos cuyo fallo puede dar lugar a daños



Fisura en platabanda

desproporcionados en el conjunto de la estructura; y cuáles son las áreas en las que pueden producirse mayores concentraciones de tensiones.

Determinar en qué puentes es necesario que las inspecciones periódicas tengan ese mayor alcance puede realizarse conociendo la sensibilidad del material metálico a la rotura frágil. Como por lo general no se tiene dicho conocimiento, se puede realizar una primera caracterización del material mediante ensayos sobre muestras tomadas de la propia obra (por ejemplo mediante ensayos de impacto tipo Charpy, el análisis químico del metal, y la caracterización por microscopía de su estructura metalográfica).

A modo de ejemplo se muestra el caso de un puente de ferrocarril de un siglo de antigüedad en el que en una inspección visual se detectaron grietas en el metal que comprometían severamente su integridad estructural, por lo que fue inmediatamente puesto fuera de servicio. Posteriormente se realizaron ensayos que confirmaron la susceptibilidad del metal a la rotura frágil y justificaban la aparición de los daños.

402. LONGITUDES DE ANCLAJE DE ARMADURAS CON PROLONGACIÓN RECTA Y CON CABEZA PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE PILAS DE PUENTE

DEVELOPMENT LENGTHS OF STRAIGHT AND HEADED LONGITUDINAL REINFORCING BARS FOR SEISMIC DESIGN OF BRIDGE COLUMNS

Juan Murcia Delso. University of Texas at Austin. Assistant Professor. PhD. murcia@utexas.edu

Vasileios Papadopoulos. PhD. vassilpap@gmail.com

P. Benson Shing. University of California, San Diego. Professor. PhD. pshing@ucsd.edu

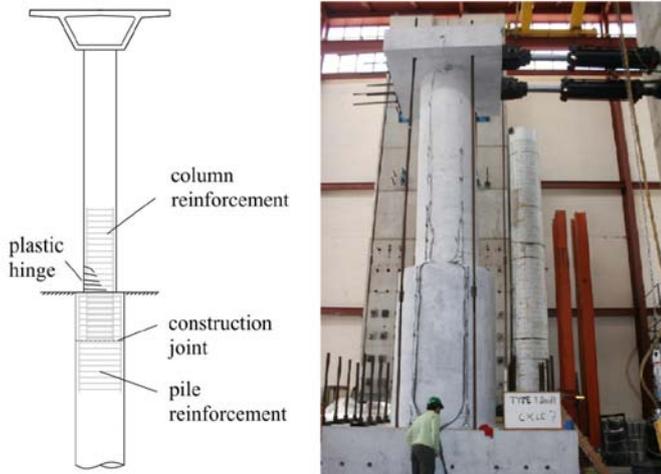
Longitud de anclaje, pilas de puente, diseño sismorresistente, barras con cabeza.

Development length, bridge columns, seismic design, headed bars.

Esta ponencia presenta las conclusiones de dos estudios realizados en la Universidad de California, San Diego sobre la longitud de anclaje de armaduras longitudinales en pilas de puente en zona sísmica.

El primer estudio se centra en la longitud de anclaje de la armadura longitudinal de la pila en una cimentación monopilote con sección ampliada respecto a la pila. Este tipo de cimentación impide la formación de una rótula plástica en el pilote en caso de terremoto, por lo que la inspección de daños resulta más sencilla. Sin embargo, debido a que los diámetros de la pila y el pilote son diferentes, no es posible disponer de una armadura continua para ambos elementos y la armadura longitudinal de la pila tiene que solaparse con la armadura longitudinal del pilote. Se han llevado a cabo 4 ensayos de laboratorio en elementos pila-pilote a escala real para estudiar la longitud de anclaje mínima de barras con prolongación recta en el pilote y la armadura transversal necesaria en el pilote para evitar el fallo del anclaje. Los resultados experimentales se han complementado con análisis no lineal por elementos finitos para establecer nuevas recomendaciones de diseño sismorresistente. Estas recomendaciones pueden reducir significativamente la longitud de anclaje de la armadura de la pila en el pilote en comparación con las normativas sismorresistentes actuales de puentes en Estados Unidos (Caltrans y AASHTO).

El segundo estudio se centra en el uso de barras con cabeza para minimizar la longitud de anclaje de la armadura de la pila en el table-



Pila sobre monopilete de sección ampliada y ensayo de laboratorio

ro de puentes losa y asegurar a su vez la formación de una rótula plástica en la pila. Se han ensayado tres elementos pila-losa en el laboratorio para determinar la longitud mínima de anclaje de estas barras, así como la armadura necesaria en la zona de unión entre la losa y la pila. El estudio también ha incluido análisis no lineal por elementos finitos de los elementos ensayados. Los resultados de esta investigación han demostrado que las barras con cabeza pueden alcanzar su resistencia última a tracción con longitudes menores a las especificadas en la normativa de hormigón estructural ACI 318 si se proporciona suficiente armadura en la zona de unión para evitar fallos del anclaje a tracción y por punzonamiento.



Ensayo pila-losa

405. EVALUACIÓN DE LA CORROSIÓN EN ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN NUCLEAR MEDIANTE EL USO DE TÉCNICAS ELECTROQUÍMICAS NO DESTRUCTIVAS

CORROSION EVALUATION IN THE NUCLEAR CONTENTION STRUCTURES USING NON-DESTRUCTIVE ELECTROCHEMICAL TECHNIQUES

Isabel Martínez Sierra. Instituto Eduardo Torroja. CSIC. Científica Titular. Dra. Ciencias Químicas. isabelms@ietcc.csic.es
 Ángel Castillo Talavera. Instituto Eduardo Torroja. CSIC. Científico Titular. Vicedirector IETcc. Dr. Ingeniero de Caminos. acastillo@ietcc.csic.es

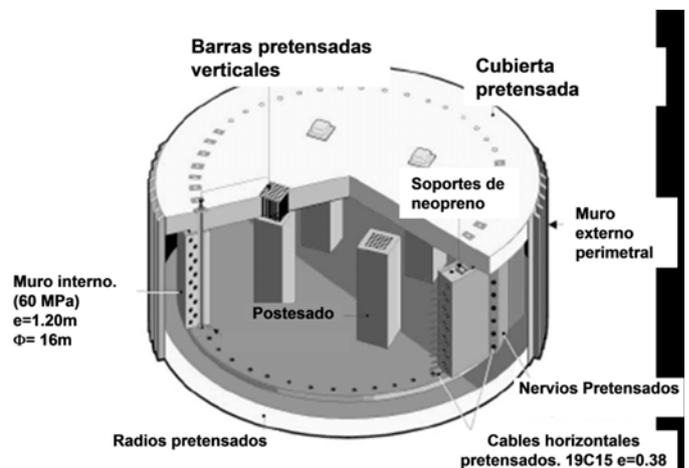
Corrosión, contención nuclear, liner metálico, técnicas electroquímicas, evaluación no destructiva.

Corrosion, nuclear containment, metal liner, electrochemical techniques, non-destructive evaluation.

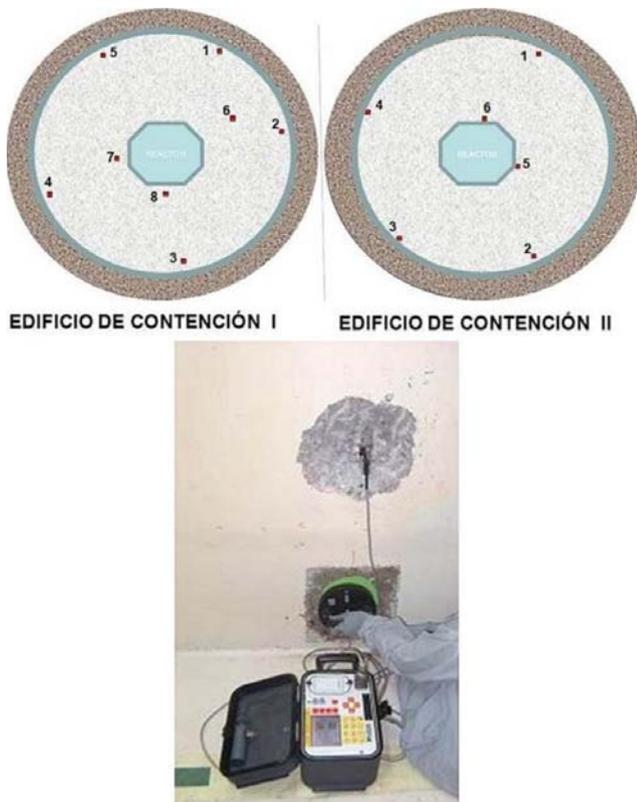
La durabilidad de las estructuras en Centrales Nucleares es un tema de gran importancia a nivel técnico y con un elevado impacto social en la actualidad. Son muchos los planteamientos que se realizan en relación al estado de estas estructuras nucleares y a la posibilidad de prorrogar su vida útil, siendo la corrosión uno de los problemas que más preocupa en la actualidad. Por ello, la evaluación y control de la corrosión en estructuras como los liners de los edificios de contención es extremadamente importante para que éste no sea el motivo que limite la vida de estas estructuras.

En el presente trabajo se muestran resultados de la aplicación de técnicas electroquímicas no destructivas en estructuras reales de contención nuclear para la evaluación de la corrosión de armaduras o elementos metálicos embebidos en el hormigón, como son los liners antes mencionados. Entre los parámetros evaluados se destacan la velocidad de corrosión, el potencial de corrosión del metal y la resistividad eléctrica del hormigón. Dichas técnicas se aplican de forma habitual para la detección de la corrosión en estructuras de hormigón armado, tanto en edificación como en obra civil y también han sido utilizadas para la evaluación de otras estructuras nucleares, pero nunca antes se habían utilizado para la evaluación de estas estructuras críticas de difícil acceso.

La principal ventaja que presenta este método de medida es que permiten que la evaluación se realice directamente sobre la cara de la losa



Esquema estructura interna del edificio de contención



Esquema de medidas

de hormigón accesible desde el propio edificio (opuesta a la cara en la que se encuentra embebido el liner). Esta zona del liner embebida en la losa inferior es la que presenta la mayor problemática de cara al riesgo de corrosión, especialmente en su unión con los muros verticales.

De este modo, se ha evaluado la evolución en el tiempo del comportamiento de dos estructuras de esta tipología en dos centrales nucleares diferentes. Se han detectado variaciones importantes en la resistividad eléctrica del hormigón, lo que implica una variación en la humedad presente en los poros del hormigón. Dichas variaciones se ven también traducidas de manera directa en el resto de parámetros electroquímicos evaluados, observándose un incremento del riesgo de corrosión con el descenso de la resistividad.

Con todo ello, estas técnicas se postulan como las más adecuadas para la detección de la corrosión de manera precoz en estas tipologías estructurales de difícil acceso.

406. INFLUENCIA DE LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO EN LAS CORRELACIONES ENTRE ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS Y RESISTENCIA EN FUNCIÓN DE LA TEMPERATURA

INFLUENCE OF THE WATER/CEMENT RATIO ON THE CORRELATIONS BETWEEN NON-DESTRUCTIVE TESTS AND COMPRESSIVE STRENGTH ACCORDING TO THE TEMPERATURE

Miriam Velay Lizancos. Purdue University. Post-doctoral researcher. Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. mvelayli@purdue.edu
 Pablo Vázquez Burgo. Universidade da Coruña. Investigador. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pablo.vazquez.burgo@gmail.com
 Isabel Martínez Lage. Universidade da Coruña. Profesora. Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. isabel.martinez@udc.es

Relación agua/cemento, resistencia a compresión, velocidad de ultrasonidos, índice de rebote, temperatura de curado.

Water/cement ratio, compressive strength, ultrasonic pulse velocity, rebound number, curing temperature.

Muchos ensayos no destructivos (NDT) son utilizados para la estimación de la resistencia a compresión, disminuyendo la cantidad de testigos necesarios. Sin embargo, cabe destacar que para cada hormigón es preciso calibrar la curva de correlación, ya en que estas correlaciones influyen gran cantidad de factores que pueden modificarla. Dos de los NDT más utilizados son la velocidad de pulso ultrasónico (UPV) y el índice de rebote (RN).

Si se pudiese observar y cuantificar cuanto influye cada uno de estos factores, se podría llegar a obtener una formulación de estimación de la resistencia a compresión en función de estos factores y de los resultados de los ensayos no destructivos.

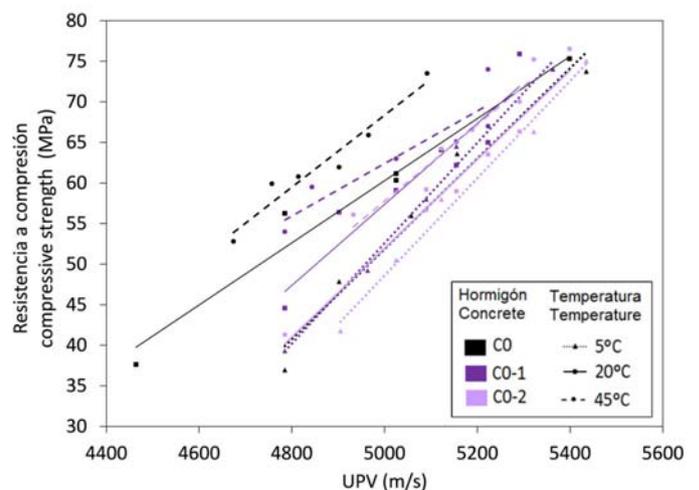
Uno de estos factores es la relación agua/cemento (a/c). Es sabido que la relación a/c influye en las correlaciones entre la UPV y la resistencia a compresión. En esta investigación se estudia la influencia de la relación a/c en las correlaciones entre ensayos NDT (UPV o RN) y la resistencia a compresión a distintas temperaturas de curado, con el fin de observar la influencia de la temperatura de curado en el efecto que tienen pequeñas variaciones de a/c.

Para ello, se utilizan tres hormigones vibrados de alta resistencia cuya única diferencia en sus dosificaciones es la relación agua/cemento. El hormigón denominado CO tiene una relación a/c de 0,45, el denominado CO-1 de 0,425 y el hormigón CO-2 de 0,40.

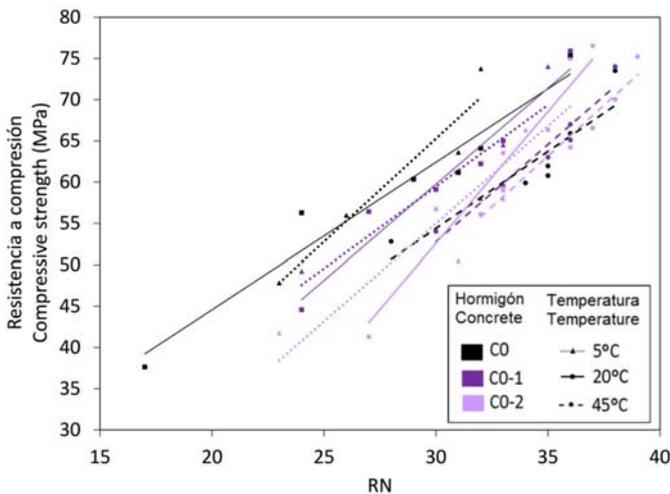
Se observa que la relación agua/cemento influye en las relaciones entre ensayos no destructivos y resistencia a compresión, tanto para la velocidad de ultrasonidos como para el índice de rebote.

Se aprecia que para temperaturas de curado medias/altas (20 °C y 45 °C) la relación a/c influye de forma considerable en las correlaciones entre UPV y resistencia a compresión. Mientras que, a bajas temperaturas (5 °C), las variaciones de a/c tienen un menor efecto en estas correlaciones.

Por otra parte, temperaturas medias/bajas (20 °C y 5 °C), las pequeñas variaciones de a/c afectan de forma considerable a las correlaciones entre índice de rebote y resistencia a compresión. Por el contrario, a 5 °C y a 20 °C de temperatura de curado, las pequeñas variaciones de a/c sí influyen en las correlaciones entre índice de rebote y resistencia a compresión.



Resistencia a compresión vs. velocidad de ultrasonidos



Resistencia a compresión vs. índice de rebote

Por ello, se concluye que la temperatura de curado puede ser un factor determinante en la influencia de la relación agua/cemento en las correlaciones estudiadas, y debe ser tenido en cuenta.

407. UTILIZACIÓN DE CENIZAS DE BIOMASA COMO FILLER DE HORMIGONES AUTOCOMPACTANTES

UTILIZATION OF BIOMASS ASHES AS A FILLER FOR SELF-COMPACTING CONCRETES

Pablo Vázquez Burgo. Universidade da Coruña. Investigador.

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

pablo.vazquez.burgo@gmail.com

Miriam Velay Lizancos. Universidade da Coruña. Investigadora.

Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos.

miriamvelay@gmail.com

Marcos Rivas Fernández. Universidade da Coruña. Estudiante.

Graduado en Tecnología de la Ingeniería Civil. marcos.rivas@udc.es

Isabel Martínez Lage. Universidade da Coruña. Profesora.

Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. isabel.martinez@udc.es

Antonio Ramírez Rodríguez. SACYR Construcción, S.A. Director I+D+i.

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. aramirez@sacyr.com

Cenizas de biomasa, dregs, filler, hormigones autocompactantes, propiedades físico-mecánicas.

Biomass ash, dregs, filler, self-compacting concrete, physico-mechanical properties.

En las últimas décadas se ha visto la necesidad de proteger el medio ambiente por lo que se han puesto en marcha estrategias con el fin de no malgastar sus recursos naturales, disminuir las emisiones de CO₂ y gestionar los residuos adecuadamente.

La finalidad de esta investigación es el estudio de la utilización de dos residuos de la industria papelera, cenizas de biomasa y dregs, como filler de hormigones autocompactantes. Para ello, se ha dosificado un hormigón autocompactante con una relación agua/finos de 0,30 y una relación de agua/cemento de 0,38, de forma que el filler supone el 20% de los finos. Se han fabricado cuatro hormigones distintos, uno de referencia con filler convencional (HAC-0), otro en el

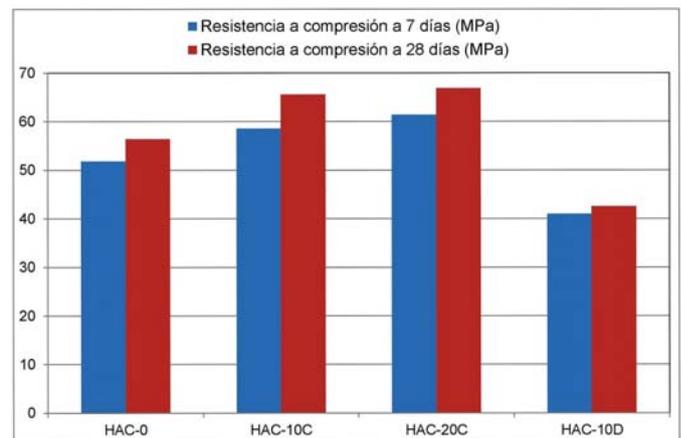
que la mitad del filler se ha sustituido por cenizas de biomasa (HAC-10C), un tercero en el que todo el filler ha sido sustituido por cenizas (HAC-20C) y un cuarto en el que la mitad del filler se ha sustituido por dregs (HAC-10D).

Los ensayos realizados a estos hormigones han sido resistencia a compresión, resistencia a tracción indirecta, módulo de deformación y profundidad de penetración de agua bajo presión. De los resultados obtenidos se puede concluir que cuando se sustituye filler por cenizas de biomasa, la resistencia a compresión y a tracción indirecta aumentan significativamente y el módulo de deformación también aumenta pero, en este caso, sólo ligeramente.

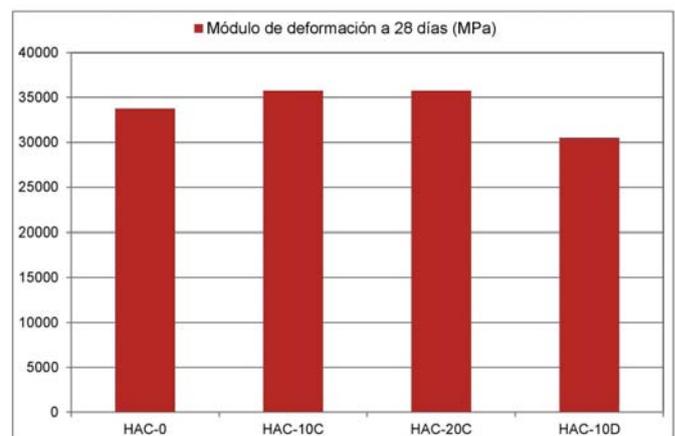
Para el hormigón en el que la mitad del filler se sustituye por dregs se comprueba que la resistencia a compresión y a tracción disminuye drásticamente. El módulo de deformación también disminuye aunque no en la misma medida que las anteriores.

Con respecto a la penetración de agua bajo presión se puede comprobar que la penetración máxima aumenta cuando se sustituye filler por cenizas de biomasa pero en todos los casos se cumplen las limitaciones de la EHE-08 para todas las clases de exposición ambiental. Para el caso de los dregs, aumenta tanto la penetración máxima como la media no cumpliendo la limitación de la EHE-08 para las clases IIIc, Qc y Qb pero sí todas las demás.

Como conclusión final se puede señalar que la sustitución de filler por estas cenizas de biomasa en hormigones autocompactantes puede ser viable. Si bien no se considera apropiado la sustitución de filler por dregs ya que las propiedades mecánicas disminuyen de manera importante.



Resistencia a compresión



Módulo de deformación

409. ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS RESIDUALES DE HORMIGONES EXPUESTOS A ALTAS TEMPERATURAS

STUDY OF RESIDUAL MECHANICAL PROPERTIES OF CONCRETES AFTER HIGH TEMPERATURE EXPOSURE

Francisco de Borja Varona Moya. Universidad de Alicante. Profesor Colaborador. Dr. Ingeniero Industrial. borja.varona@ua.es
F. Javier Baeza de los Santos. Universidad de Alicante. Profesor Ayudante Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fj.baeza@ua.es
Salvador Ivorra Chorro. Universidad de Alicante. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero Industrial. sivorra@ua.es

Alta temperatura, hormigón de alta resistencia, propiedades residuales, resistencia mecánica, módulo de elasticidad dinámico.

High temperature, high strength concrete, residual properties, mechanical strength, dynamic elastic modulus.

El hormigón estructural presenta un comportamiento razonablemente bueno cuando se expone a altas temperaturas, bien de forma continuada en determinados procesos industriales o bien de forma extraordinaria en situación de incendio. A pesar de ello, la exposición a temperaturas elevadas produce una degradación físico-química que reduce las propiedades resistentes del hormigón. A lo largo del siglo XX se han llevado a cabo numerosas campañas de investigación que han logrado determinar cuantitativa y cualitativamente la degradación de diversas propiedades resistentes de diferentes tipos de hormigones. Uno de los principales problemas del hormigón sometido a altas temperaturas es el desconchamiento superficial (sloughing off) o la rotura explosiva (explosive spalling) del mismo. Estos tipos de fallo se relacionan con la incompatibilidad de deformaciones por dilatación diferencial, o incluso con el aumento de presión intersticial por los gases generados en distintas reacciones de descomposición al incrementar la temperatura. El presente trabajo presenta un estudio experimental sobre la evolución de las prestaciones mecánicas de hormigones de distinta resistencia al ser expuestos a altas temperaturas. Se prepararon dos hormigones, uno convencional y otro de alta resistencia, con resistencias a compresión simple a 28 días de 25,6 y 79,8 MPa, respectivamente. En ambos casos se incluyeron fibras de polipropileno para evitar la posible rotura explosiva de los mismos

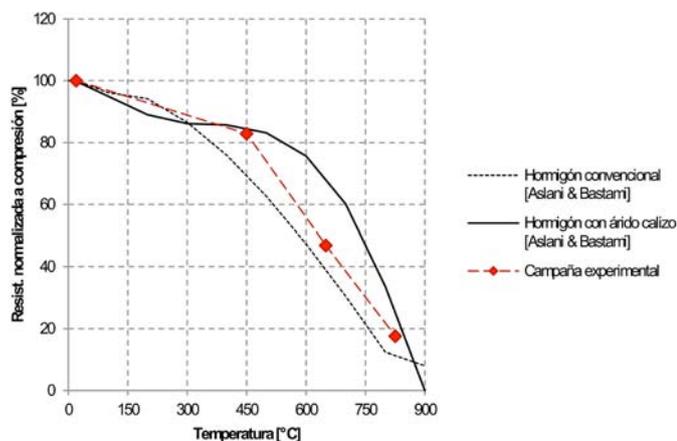


Figura 1. Rotura explosiva en un hormigón convencional sin fibras de polipropileno durante el calentamiento



Figura 2. Evolución de la resistencia residual a compresión en función de la temperatura máxima de exposición

durante las fases de calentamiento hasta 825 °C. En todos los casos los ensayos se han realizado en condiciones residuales, es decir, después de un enfriamiento natural tras una exposición continuada durante 75 minutos a la temperatura máxima de cada intervalo de estudio (450 °C, 650 °C y 825°C). Los resultados han sido contrastados con los de otras campañas experimentales y los valores incluidos en las normativas de diseño. Finalmente, se han propuesto ecuaciones para determinar la evolución de algunas propiedades mecánicas de hormigones convencionales y de alta resistencia tras ser expuestos a altas temperaturas. En el caso de los hormigones de alta resistencia fabricados con áridos calizos, estos resultados tratan de paliar la falta de datos empíricos manifestada en la normativa añadiendo nuevos datos experimentales.

410. ANÁLISIS POR ELEMENTOS FINITOS DE LOSAS DE EDIFICACIÓN SOMETIDAS A PUNZONAMIENTO

FINITE ELEMENT ANALYSIS OF PUNCHING OF REINFORCED CONCRETE SLABS

Miguel Navarro Menargues. Universidad de Alicante. Investigador en formación. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. miguel.navarro@ua.es

Salvador Ivorra Chorro. Universidad de Alicante. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero Industrial. sivorra@ua.es

Francisco de Borja Varona Moya. Universidad de Alicante. Profesor Colaborador. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. borja.varona@ua.es

F. Javier Baeza de los Santos. Universidad de Alicante. Profesor Ayudante Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fj.baeza@ua.es

Punzonamiento, hormigón armado, losas, no lineal, simulación numérica.

Punching, reinforced concrete, slab, nonlinear, numerical simulation.

Entre los sistemas constructivos más empleados para edificación convencional en todo el mundo se encuentra el de losas y pilares de hormigón armado. Uno de sus problemas que reviste mayor importancia es el del fenómeno del punzonamiento, en el encuentro losa-pilar. La losa punzona al producirse su rotura alrededor del pilar en el que se apoya, con una forma troncocónica o troncopiramidal, en función de la sección del pilar. Este fallo se origina por agotamiento

a tracción del hormigón, a causa de las tensiones tangenciales generadas a lo largo de la superficie crítica. La gravedad radica en que la rotura por punzonamiento se presenta de forma frágil y sin prácticamente avisar, por lo que las consecuencias desde el punto de vista humano pueden llegar a ser catastróficas. En el presente trabajo se expone un modelo numérico no lineal basado en método de los elementos finitos, y desarrollado en ABAQUS, para el análisis de la rotura por punzonamiento en losas de hormigón armado. El objeto es disponer de una herramienta de simulación que permita el estudio de forjados existentes, para la evaluación de su capacidad a punzonamiento y de un posible refuerzo. También el estudio de forjados de nueva construcción, donde se pueda optimizar la geometría y las cuantías. El modelo numérico se ha configurado con elementos hexaédricos 3D para el hormigón y elementos truss 2D para el acero. Se ha llevado a cabo un análisis de sensibilidad de distintos parámetros que intervienen en el cálculo, como el tamaño de malla y la viscosidad del hormigón. Los parámetros del modelo se han ajustado empleando los resultados experimentales extraídos de la Universidad de Waterloo por M.A. Polak. Las simulaciones ofrecen un ajuste satisfactoria, e informan desde una doble vertiente: a cuantitativo (carga-desplazamiento de rotura), así como a nivel cualitativo (evolución de la distribución de tensiones con el incremento de carga del ensayo). La primera de las figuras adjuntas muestra una visión general del modelo, incluyendo las simetrías aplicadas. La segunda de ellas representa una curva de comportamiento del modelo, donde se relaciona la carga sobre el pilar con el desplazamiento que sufre éste, hasta que se produce la rotura de la losa.

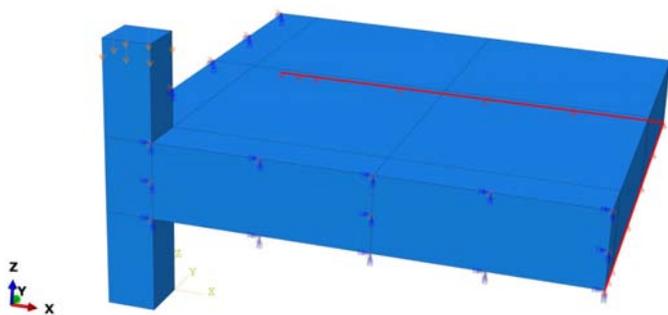


Figura 1. Visión general del modelo numérico

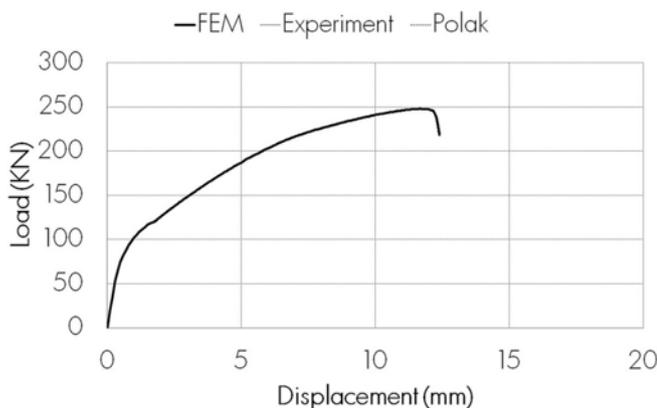


Figura 2. Curva carga-desplazamiento de comportamiento del modelo

426. HORMIGONES ESTRUCTURALES CON ÁRIDOS RECICLADOS PROCEDENTES DE LAS PLANTAS DE GESTIÓN DE RCD

STRUCTURAL CONCRETES BEARING RECYCLED AGGREGATE FROM C&DW MANAGEMENT PLANTS

Blas Cantero Chaparro. Universidad de Extremadura. Doctorando. Ingeniero de Caminos, Puertos y Canales. bcantero@alumnos.unex.es
 Isabel F. Sáez del Bosque. Universidad de Extremadura. Personal Científico Investigador. isa.f.saez@gmail.com
 Agustín Matías Sánchez. Universidad de Extremadura. Profesor Titular de Universidad. amatias@unex.es
 Pablo Plaza Caballero. Universidad de Extremadura. Estudiante. Grado de Ingeniería Civil. pplazaca@alumnos.unex.es
 M. Isabel Sánchez de Rojas Gómez. Instituto de Ciencias Construcción Eduardo Torroja. Investigador. srojas@ietcc.csic.es
 César Medina Martínez. Universidad de Extremadura. Profesor Contratado Doctor. cmedinam@unex.es

Hormigón reciclado, áridos reciclados, residuos, prestaciones mecánicas.

Recycled concrete, recycled aggregate, waste, mechanical properties.

El reciclado y la valorización de los residuos constituyen uno de los principales retos de las sociedades modernas. Los residuos procedentes de las actividades de construcción y demolición (RCD) representan un volumen superior al generado en otras actividades industriales. La actual Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE-08), solo contempla la incorporación de árido grueso reciclado de hormigón en un 20% de sustitución del árido grueso natural en el diseño y ejecución de hormigones estructurales.

Este trabajo de investigación estudia el efecto de la incorporación parcial de áridos reciclados mixtos y de hormigón (20%, 25% y 50%) en las prestaciones de los hormigones con fines estructurales ($f_{ck} = 30$ MPa). Para ello, en un primer lugar se realizó la caracterización física y mecánica de los áridos empleados en el presente trabajo. Posteriormente, se procedió al diseño y fabricación de las mezclas evaluando



Aspecto de una probeta de hormigón reciclado tras haber sido sometida al ensayo de compresión



Aspecto rotura de los hormigones en el ensayo a flexión a 3 puntos

en todos los casos la trabajabilidad de las mismas y las prestaciones mecánicas en estado endurecido. Resultado de estos ensayos, se observa que la incorporación de árido reciclado no afecta negativamente a la consistencia de los nuevos hormigones, presentando todos ellos una consistencia fluida (10-15 cm). Respecto a las prestaciones mecánicas analizadas, indicar que las mismas se mantienen prácticamente constantes respecto a los hormigones convencionales, independientemente del porcentaje de sustitución.

431. RESISTENCIA A CORTANTE DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN PARCIALMENTE PRETENSADO

SHEAR STRENGTH OF PARTIALLY PRESTRESSED CONCRETE ELEMENTS

Noemí Duarte Gómez. Universitat Politècnica de Catalunya. Doctoranda. Máster Ingeniero Estructural. noemi.duarte@upc.edu
 Jesús Miguel Bairán García. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesor Agregado. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jesus.miguel.bairan@upc.edu

Eva Oller Ibars. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesora Agregada. Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. mgrosangel@hotmail.com

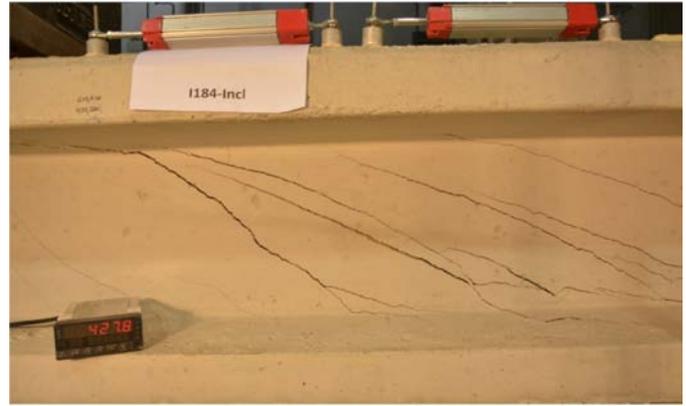
Antonio Marí Bernat. Universitat Politècnica de Catalunya. Catedrático. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. antonio.mari@upc.edu

Parcialmente pretensado, cortante, cabeza de compresión, campaña experimental, modelo multi-acción resistente a cortante.

Partially prestressed, shear, compression chord, experimental campaign, multi-action shear strength model.

En el artículo se presentará la campaña experimental de 12 elementos parcialmente pretensados sometidos a ensayos de flexión cortante y se compararan los resultados de carga última con los valores previstos con la nueva formulación para calcular la resistencia última a cortante propuesta por Mari et al. (2014).

Los elementos ensayados son vigas de hormigón parcialmente pretensado, con sección en doble T. Se ensayaron 8 vigas de 8 metros de longitud. Todas las piezas tienen un canto de 50 cm y un ancho en las



Viga con cuantía alta de armadura transversal

alas de 50 cm. La mitad de las piezas tienen un ancho de alma de 12 cm y el resto de 18. Además cada viga presenta una configuración diferente de armado longitudinal, transversal y activo. Cada viga se ensayó por ambos extremos, variando la luz de los ensayos. 12 de los ensayos fueron bajo carga puntual, sometiendo a la pieza a flexión cortante. En los otros 4 se usaron dos cargas para generar una zona de flexión pura.

El modelo analítico usado para hacer la predicción de carga máxima plantea una nueva metodología para el cálculo del cortante. Se trata de un modelo multi-acción, que considera 4 componentes resistentes: la contribución de la cabeza de compresión, la del alma fisurada, la de la armadura transversal y la longitudinal. El pretensado parcial incrementa la profundidad de la fibra neutra en rango elástico y aumenta la contribución de la cabeza de compresión. Las tensiones cortantes en la zona no fisurada se distribuyen por toda la cabeza de compresión y, en caso de secciones con anchuras variables, pueden suponer un importante aumento de la capacidad comparado con propuestas tradicionales que desprecian esta contribución.

En este artículo se comparan los resultados de la campaña experimental con las previsiones resistentes según las normativas EHE-08, el EC-2 y la formulación antes descrita.

433. DETECCIÓN DE FISURAS EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN A PARTIR DE IMÁGENES RGB MEDIANTE TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO DIGITAL DE IMÁGENES

CRACK DETECTION IN CONCRETE ELEMENTS FROM RGB IMAGES USING DIGITAL IMAGE PROCESSING TECHNIQUES

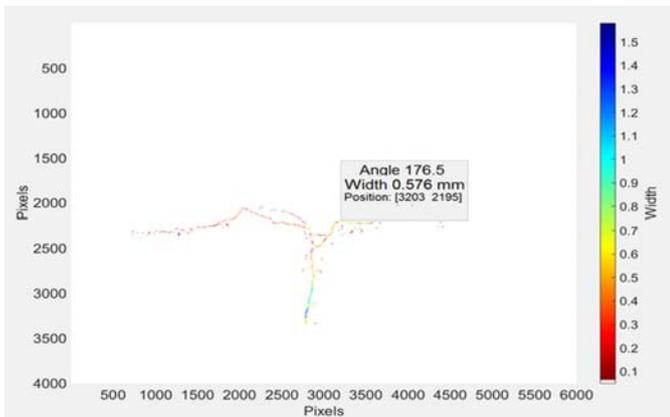
Luis Sánchez Calderón. Universitat Politècnica de Catalunya. Doctorando. Máster Ingeniero Estructural y de la Construcción. luis.sanchez.calderon@hotmail.com

Jesús Miguel Bairán García. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesor Agregado. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jesus.miguel.bairan@upc.edu

Antonio Marí Bernat. Universitat Politècnica de Catalunya. Catedrático. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. antonio.mari@upc.edu

Detección de fisuras, detección de características, procesamiento de imágenes, fotogrametría, evolución fisuras.

Crack detection, feature detection, image processing, photogrammetry, crack pattern evolution.



Patrón de fisura identificado con ancho y ángulo

El control de fisuras en las estructuras de hormigón es determinante para el diseño para a servicio y durabilidad. Asimismo, el análisis de las características y patrones de fisuras en elementos es un indicador del tipo de cargas y distribución de tensiones, por lo que resulta muy útil en la evaluación de estructuras existentes.

Actualmente, existen modelos para el cálculo de anchos de fisuras frente flexión y axil, i.e. cuando las fisuras son paralelas a la sección transversal, y el patrón de fisuras se considera estabilizado. Sin embargo, existen muy pocos modelos para casos con fisuras inclinadas o patrones no estabilizados; más aún, las diferencias entre los modelos disponibles y las observaciones experimentales es grande. La complejidad de todos los fenómenos involucrados ha hecho difícil desarrollar modelos más precisos. Una dificultad práctica de los estudios experimentales es la evaluación detallada de la evolución de las fisuras durante los ensayos, ya que el ancho, orientación y separación de las fisuras pueden variar en cada punto y la aproximación del personal a los elementos cargados debe ajustarse a las normas de seguridad del laboratorio.

Se ha desarrollado un método de búsqueda y medición de fisuras en imágenes RGB en elementos de hormigón y se ha implementado en script de MATLAB, el cual se presenta en esta comunicación. El algoritmo combina varias técnicas de procesamiento digital de imágenes para detectar la existencia de una fisura en un punto, medir su ancho y su orientación, de forma automática. Un característica distintiva es el uso de filtros espaciales que han sido llamados "kernels de orientación", los cuales fueron desarrollados específicamente para detectar el ángulo y el ancho de la fisura. En esta comunicación, se analizan las capacidades del método desarrollado, aplicándolo al análisis de los patrones de fisuración en vigas de hormigón parcialmente pretensado.



Patrón de fisura en elemento físico

434. DISEÑO SÍSMICO BASADO EN PRESTACIONES DE ESTRUCTURAS IRREGULARES

SEISMIC PERFORMANCE-BASED-DESIGN OF IRREGULAR STRUCTURES

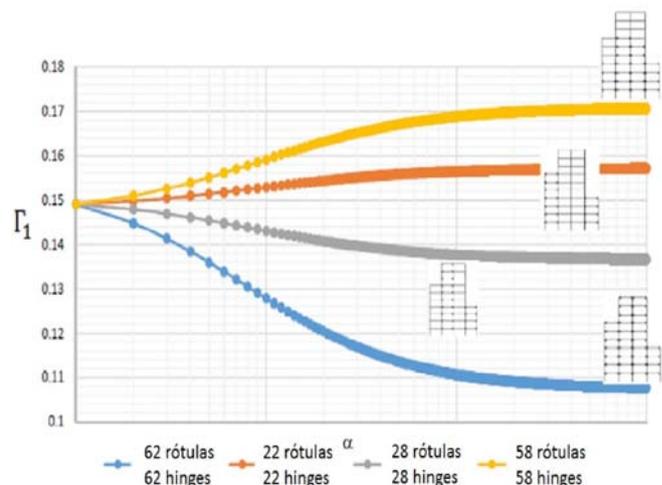
Jesús Miguel Bairán García. Universitat Politècnica de Catalunya.
Profesor Agregado. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
jesus.miguel.bairan@upc.edu

Luis Alberto Montoya Coronado. Universitat Politècnica de Catalunya.
Doctorando. Máster Ingeniería Estructural y de la Construcción.
luisal12@gmail.com

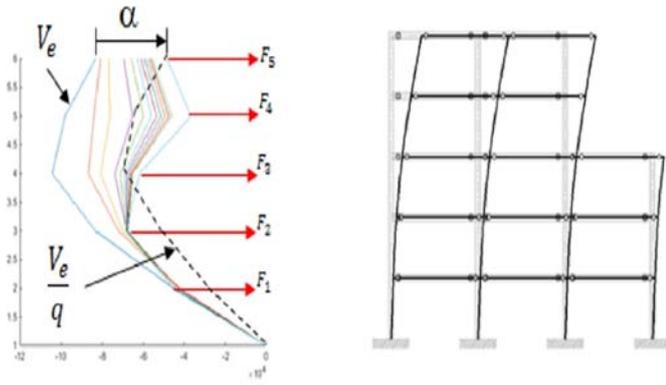
Diseño no lineal, diseño basado en prestaciones, sismo, demanda de ductilidad, daño.

Non-linear design, performance based design, seismic, ductility demand, damage.

El diseño sísmico basado en prestaciones persigue controlar el nivel de daño esperado y la capacidad de uso en estructuras frente a diferentes escenarios sísmicos, con determinadas probabilidades de ocurrencia. En general, esto implica utilizar el comportamiento no lineal de la estructura, ya sea explícitamente o no. Algunos métodos, el diseño-basado-en-desplazamientos, llevan varios años en uso y son aceptados por la comunidad científica e ingenieril. Sin embargo, se basan en un sistema de un grado de libertad equivalente, lo cual es aplicable para estructuras regulares. Si no se da el caso, es necesario realizar diferentes análisis no-lineales, por lo que el diseño es iterativo. En esta comunicación se presenta un método de diseño directo especialmente desarrollado para estructuras irregulares. Este método es extensión a cargas sísmicas de un método de diseño no lineal para cargas estáticas. Se utiliza un doble análisis no lineal, por lo que el método es rápido y robusto. Es posible elegir la demanda de ductilidad mediante un parámetro de control de daño (alfa). La variación de alfa permite estimar la evolución de la participación de cada modo de vibración, lo cual produce cambios en el patrón de fuerzas inerciales. En este artículo se presenta el método y se muestra un ejemplo de aplicación, el cual se compara con resultados de análisis no-lineal como validación de la bondad del método. Adicionalmente, se presentan conclusiones sobre las limitaciones de algunas estrategias de diseño en las normativas actuales.



Evolución del factor de participación del primer modo en función del factor de daño



Variación del patrón de fuerzas sísmicas en función del factor de daño

440. INFLUENCIA DE LA INCLINACIÓN DE LAS ALMAS EN EL COMPORTAMIENTO DE Puentes CON SECCIÓN EN CAJÓN

INFLUENCE OF THE SLOPE OF THE WEBS IN THE STRUCTURAL BEHAVIOR OF BOX CONCRETE BRIDGES

Antonio Martínez de la Concha. Universidad de Sevilla. Profesor Asociado. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. delaconcha@us.es
 Héctor Cifuentes Bulté. Universidad de Sevilla. Profesor. Dr. Ingeniero Industrial. bulte@us.es
 Fernando Medina Encina. Universidad de Sevilla. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. medinaencina@us.es

Inclinación almas, comportamiento estructural, puentes, distorsión, vigas cajón.

Web slope, structural behavior, bridges, distortion, box girder.

En el presente trabajo se ha realizado un estudio de sensibilidad a la inclinación de las almas en el comportamiento resistente de puentes con secciones tipo cajón de hormigón. Se realizan modelos de elementos finitos a base de elementos placa de varios tableros con distintas inclinaciones de las almas que abarcan desde la vertical hasta los 45° (fig. 1). De dichos modelos se han obtenido los desplazamientos, distorsiones, tensiones y esfuerzos para diferentes tipos de cargas. En base a ello, se ha procedido al estudio de la influencia de la inclinación

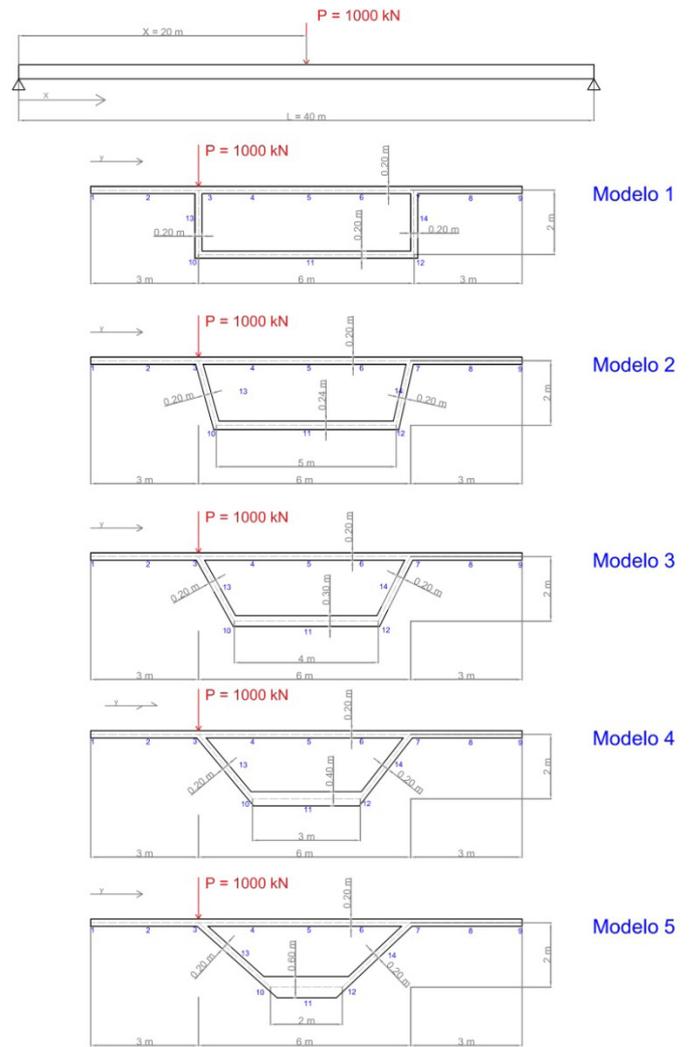


Figura 1. Secciones de los modelos de estudio

de las almas en los parámetros característicos estudiados (desplazamientos, distorsiones, tensiones y esfuerzos). Es especialmente significativa la evolución de la distorsión con la posición de las cargas en la sección transversal y la inclinación de las almas (fig. 2), que no sigue una pauta clara respecto a que se produzca una menor distorsión a

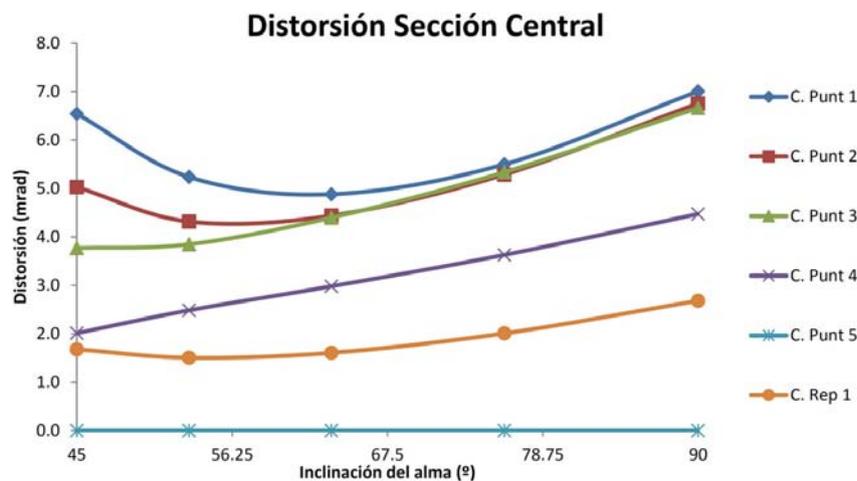
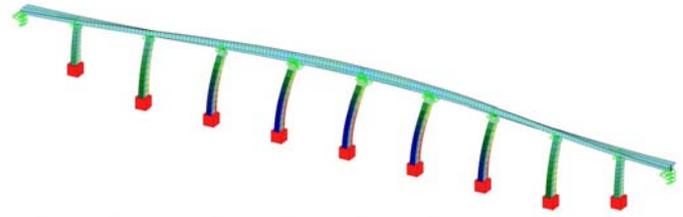


Figura 2. Distorsión de la sección central

medida que aumenta la inclinación de las almas, como podría intuirse, sino que depende de la posición de las cargas, de tal modo que para cargas muy excéntricas la menor distorsión se produce en secciones con inclinaciones de alma intermedias. Esta inclinación óptima es más vertical cuanto más excéntricas son las cargas aplicadas, de modo que para una carga en el extremo del vuelo la menor distorsión se produce con las almas más verticales que cuando se aplica la carga en el centro del vuelo.



Primer modo de vibración transversal del viaducto

449. ESTUDIO SÍSMICO DE PILAS ESBELTAS DE UN VIADUCTO DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD

SEISMIC ANALYSIS OF SLENDER PIERS OF A HIGH-SPEED RAILWAY VIADUCT

Diego Hernández Fraile. Torroja Ingeniería S.L.P. Ingeniero Proyectista. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. dhernandez@torroja.es
 José Manuel Simón-Talero Muñoz. Torroja Ingeniería S.L.P. CEO. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jsimontalero@torroja.es
 Alberto Fernández Álvarez. Torroja Ingeniería S.L.P. Ingeniero Proyectista. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. afernandez@torroja.es

Viaducto, análisis sísmico, análisis modal espectral, método espectro-capacidad.

Viaduct, seismic analysis, response spectrum modal analysis, pushover analysis.

El objetivo de esta presentación es mostrar los resultados de la comparación entre distintos métodos de análisis estructural en situación sísmica que recoge la normativa española, aplicado a un viaducto de pilas esbeltas. También se establece como objetivo el estudio del comportamiento estructural del viaducto en función de la conexión entre las pilas y el tablero.

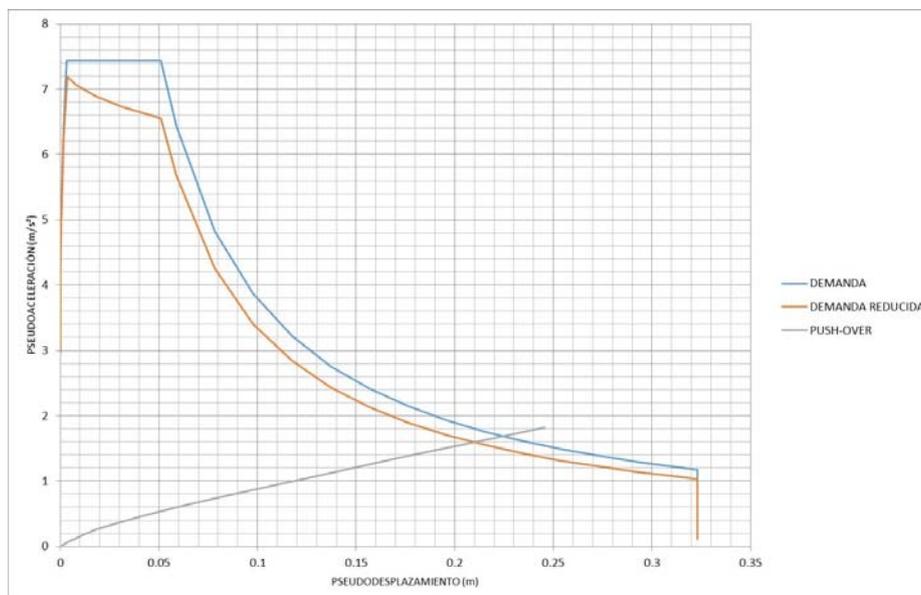
Se ha tomado para el análisis un viaducto recto de 620 m de longitud con juntas de dilatación en estribos, y 10 vanos de $50 + 65 \times 8 + 50$ m de luz. El tablero consta de un cajón continuo de hormigón pre-

tensado; las pilas son de hormigón armado y sección rectangular hueca, con alturas de 35 y 50 m. El análisis se ha centrado en la respuesta de las pilas a la acción sísmica.

En primer lugar se ha llevado a cabo el cálculo aplicando el análisis modal espectral para obtener un primer tanteo de esfuerzos. Además, este primer cálculo ha permitido observar cómo las propiedades oscilatorias de la estructura, así como los esfuerzos que aparecen en las pilas, varían en función de la conexión entre pilas y tablero.

Una vez se ha determinado la alternativa que presenta un comportamiento estructural más adecuado frente a la acción sísmica, se ha realizado un análisis más sofisticado recogido por la norma, que es el cálculo aplicando el método espectro-capacidad.

El método espectro-capacidad (MEC) permite analizar la respuesta estructural frente a una sollicitación sísmica de una manera mucho más realista que con el análisis modal espectral, ya que éste segundo método asume un comportamiento lineal de la estructura, mientras que el comportamiento real del viaducto tiene un marcado carácter no lineal, sobre todo frente a sollicitaciones sísmicas. Las propiedades oscilatorias de la estructura dependen de las características mecánicas de sus distintos elementos, y éstas se ven modificadas por la acción del sismo mediante mecanismos como la fisuración, las disipaciones por fricción y las plastificaciones de los materiales. Asimismo, los esfuerzos que aparecen en los elementos de la estructura dependen de las propiedades oscilatorias de la misma, y por tanto se ven modificados según sus propiedades mecánicas cambian. Los esfuerzos obtenidos mediante el MEC son sensiblemente inferiores a los obtenidos por el análisis modal espectral, y podrán emplearse para el diseño siempre y cuando el dimensionamiento permita que se desarrolle un comportamiento suficientemente dúctil.



Resultados del análisis espectro-capacidad en la dirección transversal

451. AUSCULTACIÓN DE ESTRUCTURAS INTEGRALES

AUSCULTATION OF INTEGRAL STRUCTURES

Javier Ezeberry Parrotta. IDOM. Ingeniero Consultor. Doctor.
jezeberry@idom.com

Hugo Corres Peiretti. ETSI Caminos, Canales y Puertos. UPM.
Catedrático. Doctor. hcp@he-upm.com

Alejandro Pérez Caldentey. ETSI Caminos, Canales y Puertos. UPM.

Profesor Titular. Doctor. apc@he-upm.com

Tobias Petschke. COWI North America. Ingeniero Senior. Doctor.
topt@cowi.com

Estado Límite de Servicio (ELS), estructuras integrales, deformaciones impuestas, espesor ficticio, auscultación.

Serviceability Limit State (SLS), integral structures, imposed deformations, total height, monitoring.

En este trabajo se presentan conclusiones obtenidas de campañas experimentales realizadas en estructuras integrales reales tipo pórtico (edificación y puentes) por el Grupo Hormigón Estructural (HE) de la

Universidad Politécnica de Madrid. Las campañas, orientadas al estudio del comportamiento en servicio de estas estructuras se basan en la auscultación de las acciones climáticas (temperatura y humedad) y los movimientos, deformaciones y temperatura en diversos puntos de la estructura, lo cual, junto con mediciones en probetas de las acciones reológicas (retracción y fluencia), permiten analizar el comportamiento a lo largo del tiempo y el efecto de la escala. La contrastación de las mediciones con cálculos simples, similares a los realizados en oficinas de proyecto, ha permitido, además de validar las herramientas de cálculo, identificar carencias en la forma en la que la normativa trata el tema del espesor ficticio.

452. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS INTEGRALES

METHODOLOGY ANALYSIS INTEGRAL STRUCTURES

Javier Ezeberry Parrotta. IDOM. Ingeniero Consultor. Doctor.
jezeberry@idom.com

Hugo Corres Peiretti. ETSI Caminos, Canales y Puertos. UPM.
Catedrático. Doctor. hcp@he-upm.com

Alejandro Pérez Caldentey. ETSI Caminos, Canales y Puertos. UPM.

Profesor Titular. Doctor. apc@he-upm.com



Puente integral instrumentado sobre la carretera de Ávila y Salamanca



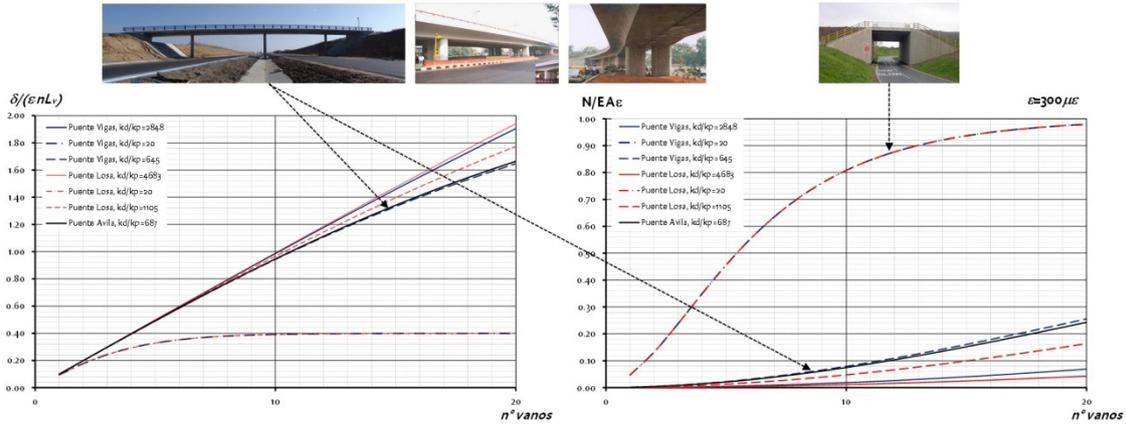
Estado del puente luego de cuatro años de servicio

Hormigón armado, Estado Límite de Servicio (ELS), estructuras integrales, deformaciones impuestas, pilares.

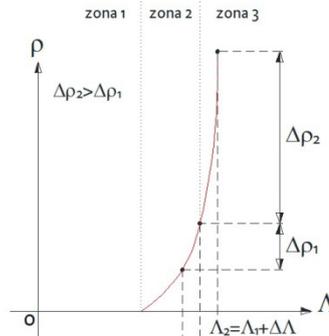
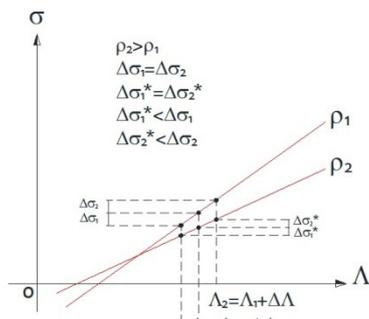
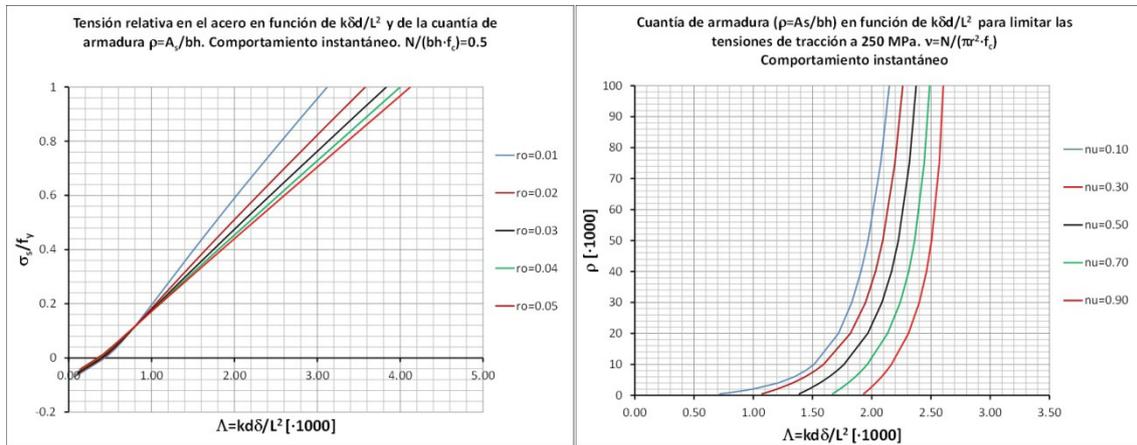
Reinforced concrete (RC), Serviceability Limit State (SLS), integral structures, imposed deformations, columns.

En este trabajo se presentan las principales conclusiones obtenidas de un extenso estudio teórico-experimental sobre estructuras integrales realizado en el seno del Grupo Hormigón Estructural (HE) de

la Universidad Politécnica de Madrid. El trabajo, orientado a la determinación de una metodología general de análisis, se basa en un estudio teórico del comportamiento de estructuras integrales tipo pórtico, sometidas a la concomitancia de cargas exteriores y deformaciones impuestas. A partir del estudio del comportamiento de elementos simples, vigas y pilares, que forman estructuras tipo pórtico, y la auscultación de estructuras reales (pórticos de edificación y pasos superiores de carretera) se proponen métodos prácticos de dimensionamiento que permiten determinar tanto la cuantía de armadura necesaria en pilares como la longitud máxima sin juntas de este tipo de estructuras.



Comportamiento de pasos superiores de carretera en desplazamientos y axil hiperestático



Gráficos de dimensionamiento propuestos y particularidades de los mismos

453. MEJORA DE LA SOSTENIBILIDAD Y EL COMPORTAMIENTO EN SERVICIO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN MEDIANTE EL USO DE FIBRAS METÁLICAS RECICLADAS

IMPROVING SUSTAINABILITY AND SERVICEABILITY OF STRUCTURAL CONCRETE BY ADDING RECYCLED STEEL FIBRES

Giancarlo Grolí. Iberdrola Ingeniería. Ingeniero de Proyecto.
Dr. Ingeniero Civil. ggr@he-upm.com
Alejandro Pérez Caldentey. FHECOR Ingenieros Consultores, UPM.
Jefe del Departamento de I+D+i. Dr. Ingeniero de Caminos.
apc@fhecor.es

Hormigón con fibras recicladas, comportamiento en servicio, sostenibilidad, esbeltez, fisuración.

Recycled steel fibre-reinforced concrete, serviceability, sustainability, slenderness, cracking.

En este trabajo se presenta un estudio teórico y experimental relativo a la mejora del comportamiento en servicio del hormigón estructural mediante la adición de fibras metálicas recicladas obtenidas a partir de neumáticos usados (fig. 1).

Este trabajo recopila tres series de ensayos: una sobre elementos de tamaño reducido (en la que se compara la fibra reciclada con fibras comerciales), otra sobre vigas de gran tamaño sometidas a dos cargas puntuales, con una amplia zona de momento constante, y una última campaña relativa a soportes sometidos a desplazamientos impuestos en cabeza. En el caso de las vigas isostáticas de gran tamaño, se dispone de una serie de ensayos gemelos realizados con un hormigón convencional.

Se examinan los resultados experimentales incidiendo en la influencia de la adición de fibras en el comportamiento en servicio tanto a nivel de fisuración como a nivel de flechas. En particular, por lo que se refiere a la reducción del ancho de fisura, se han medido mejoras de hasta el 223% entre vigas de hormigón convencional y reforzadas con fibras recicladas. Los resultados experimentales se comparan con resultados teóricos obtenidos, incorporando a la ecuación constitutiva del hormigón (fig. 2) la rama de ablandamiento en tracción a la que contribuyen las fibras además del efecto de contribución entre fisuras propio del hormigón estructural convencional. Estos resultados se comparan también con los obte-



Figura 1. Fibras metálicas recicladas



Figura 2. Una posible aplicación en depuración de aguas

nidos mediante aplicación de los modelos propuestos por el MC 2010 y por el ACI.

Finalmente se introducen estudios que se están llevando a cabo en el marco del Proyecto de Investigación Anagenesi (renacimiento), que busca reciclar en aplicaciones relativas al hormigón estructural todos los componentes de hormigón. Estos estudios se centran en cómo se puede mejorar la sostenibilidad de las estructuras de hormigón mediante el uso de fibras metálicas recicladas buscando aplicaciones concretas en las que su influencia puede resultar determinante tanto a efectos de reducir los costes de construcción como de reducir el impacto medioambiental (huella de CO₂ y consumo de energía). Estos estudios se centran en el proyecto de estructuras de contención de aguas y en aumentar la esbeltez de losas en estructuras de edificación.

454. CÁLCULO DE FLECHAS DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE UN FACTOR CORRECTOR DEL RESULTADO DE UN CÁLCULO ELÁSTICO LINEAL

DEFLECTION CALCULATION BY CORRECTION OF LINEAR ELASTIC CALCULATIONS IN RC ELEMENTS

Alejandro Pérez Caldentey. FHECOR Consulting Engineers, UPM.
Jefe del Departamento de I+D+i. Dr. Ingeniero de Caminos.
apc@fhecor.es

Javier Mendoza Cembranos. FHECOR Consulting Engineers. Ingeniero de Proyecto. Ingeniero de Caminos. jmc@fhecor.es

Hugo Corres Peiretti. Universidad Politécnica de Madrid. Catedrático de la UPM. Dr. Ingeniero de Caminos. hcp@fhecor.es

Flechas, facilidad de uso, Eurocódigo 2.

Deflections, ease-of-use, Eurocode 2.

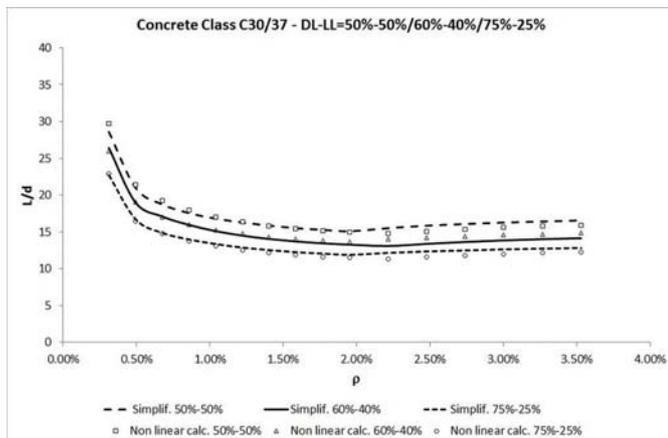
El cálculo de flechas en estructuras de hormigón armado es complejo debido al comportamiento no lineal del hormigón que se fisura, pero contribuye a la rigidez del elemento entre fisuras, y presenta un comportamiento reológico complicado. Con objeto de tener en cuenta este comportamiento, algunas normas de proyecto para estructuras de hormigón, como el EN 1992-1-1, proponen calcular las flechas de los elementos de hormigón armado mediante una interpolación no lineal entre los estados fisurado y no fisurado (método zeta). La fluencia se tiene en cuenta mediante la consideración de un módulo de elasticidad efectivo mientras que resulta necesario un cálculo adicio-

nal para tener en cuenta el aumento de flecha debido a la retracción. En su versión más rigurosa, este método permite el cálculo de la curvatura equivalente en distintas secciones mientras que las flechas deben determinarse por doble integración de las curvaturas. La aplicación de este método se hace muy compleja en casos prácticos debido a la complejidad de las historias de carga y al hecho de que el método es no lineal y por tanto no es posible aplicar el principio de superposición. Además, las incertidumbres relativas a los tiempos de construcción ponen en duda si una aplicación rigurosa del método da lugar o no a mejores predicciones del valor de las flechas.

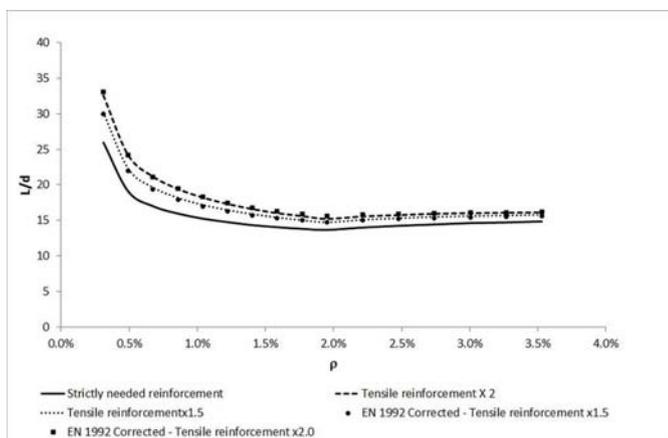
Otro inconveniente del método es que es muy complejo de aplicar a estructuras continuas, puesto que la complejidad se ve aumentada por la complejidad de la estructura (variación en la distribución de luces de los vanos, anchos variables, presencia de huecos, etc.).

En este trabajo se propone un método alternativo, basado en efectuar una corrección de cálculos elástico-lineales, efectuados con características brutas de las secciones, que tienen en cuenta la complejidad geométrica de la estructura real, y corregir este valor mediante un factor multiplicado basado en la física del problema y en un ajuste a los resultados de un estudio paramétrico, basado en el método zeta, que tiene en cuenta las siguientes variables: cuantía de armadura, relación entre sobrecarga y carga total, resistencia del hormigón y sobreamado.

Se desarrolla un ejemplo de aplicación con objeto de ilustrar la aplicación del método, cuya principal virtud es su facilidad de uso, a un caso práctico.



Comparación del método simplificado con un cálculo no lineal



Consideración del sobreamado

456. ESTUDIO DE PUENTES AFECTADOS POR REACCIÓN ÁLCALI-SÍLICE SITUADOS EN UN AMBIENTE SECO

STUDY ON BRIDGES AFFECTED BY ALKALI-SILICA REACTION

Pilar Alaejos Gutiérrez. CEDEX. Jefa del Área de Ciencia de Materiales. Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. palaejos@cedex.es
 Víctor Lanza Fernández. CEDEX. Coordinador. Durabilidad de Hormigón. Dr. Ingeniero Químico. vlanza@cedex.es
 José Emilio Criado Morán. Dirección General de Carreteras. Jefe de Sección Técnica. Ingeniero de Materiales. jecriado@fomento.es

Reacción álcali-sílice, durabilidad.

Alkali-silica reaction, durability.

La reacción álcali sílice (RAS) tiene lugar cuando la disolución alcalina de los poros del hormigón y algunas formas de sílice reactiva contenidas en los áridos reaccionan para formar un gel que, al embeber agua, expande produciendo el deterioro del hormigón. Los casos detectados en España se asocian generalmente a rocas de la familia de las cuarcitas y los granitos, que en algunas ocasiones particulares han desencadenado la patología.

Para que la reacción álcali-sílice tenga lugar es necesario que el hormigón se encuentre expuesto a un ambiente húmedo, lo que explica que con frecuencia la patología sea detectada en obras hidráulicas: presas, canales, etc. Asimismo, la Instrucción EHE-08 establece que la reactividad del árido sólo debe ser controlada en estructuras expuestas en ambientes diferentes al I y IIb, ya que en estos ambientes secos la reacción no tendrá lugar por falta de agua.

Sin embargo, en el Laboratorio Central del CEDEX se han estudiado varios casos de tableros de puentes pretensados afectados por la reacción, todos ellos situados en la zona centro de España, muy seca, y por tanto expuestos a un ambiente IIb.

En la ponencia se presentarán los casos estudiados pertenecientes a tres estructuras diferentes detallando:

- Tipo de árido empleado.
- Componente reactivo que desencadenó la reacción.
- Sintomatología de la obra afectada

La trascendencia de la aparición de estas patologías es alta, ya que se trata en todos los casos de hormigones que cumplían con los requi-



Depósitos blancos y armadura con corrosión



Depósitos blancos en la superficie de fractura

sitos exigidos por la Instrucción EHE-08 y que sin embargo han dado lugar a un problema de reactividad.

En la ponencia se concluirá justificando la causa que ha ocasionado el desarrollo de la reacción, que debe servir de alerta en la construcción de futuras estructuras.

458. ESTIMACIÓN DE LA VIDA ÚTIL DE UNA ESTRUCTURA EXPUESTA A AMBIENTE MARINO A PARTIR DE LA CARACTERIZACIÓN DE TESTIGOS EN LABORATORIO

APPRAISAL OF SERVICE LIFE OF A STRUCTURE EXPOSED TO CORROSION IN MARINE ENVIRONMENT BASED ON LABORATORY PROPERTIES OF CONCRETE CORES

Víctor D. Lanza Fernández. CEDEX. Coordinador de Programa Técnico Científico. Dr. Ingeniero Químico. vlanza@cedex.es
 Susana Fernández García. CEDEX. Doctorado. Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. sfernandez22416@ciccp.es
 Pilar Alaejos Gutiérrez. CEDEX. Jefa de Área de Ciencia de Materiales. Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. palaejos@cedex.es

Corrosión, vida útil, coeficiente difusión.

Corrosion, service life, apparent diffusion coefficient.

La corrosión por cloruros es la primera causa de deterioro de estructuras costeras de hormigón armado y pretensado. Para cada ambiente de exposición marina definido en la Instrucción EHE-08, se fijan las características que debe cumplir el hormigón para evitar la corrosión: tipo de cemento a utilizar y su contenido mínimo, relación agua-cemento, recubrimientos y permeabilidad, evaluada a través del ensayo de penetración de agua.

Además, en la Instrucción EHE-08 se introduce el Anejo 9, que permite conocer la vida útil de una estructura a partir de algunas características de diseño (diámetro de la armadura, recubrimiento, contenido de cemento) y un parámetro que engloba la resistencia que el hormigón opone a la penetración de cloruros: el coeficiente de difusión aparente del hormigón.

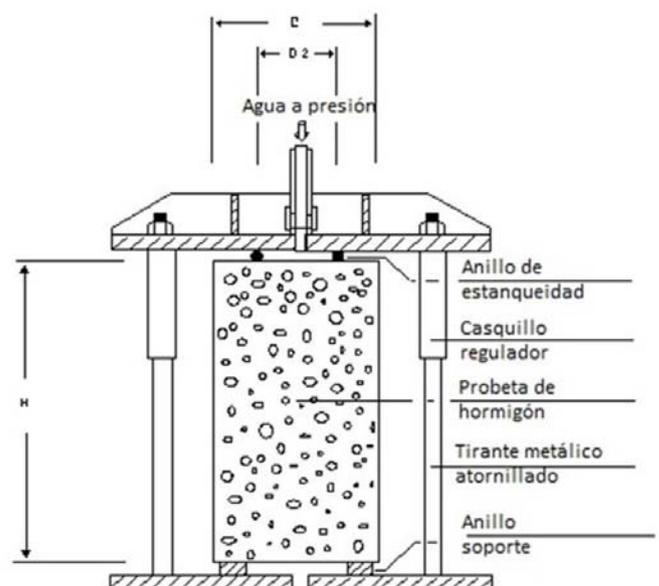
El coeficiente de difusión aparente depende de la porosidad del hormigón. Pero también otras propiedades del hormigón están asociadas a esta propiedad y pueden ser determinadas en ensayos de laboratorio.



Perfil de penetración de agua

En esta comunicación se recogen las relaciones obtenidas entre diferentes ensayos físicos de laboratorio de hormigones expuestos a ambiente IIIa y su coeficiente de difusión aparente. Los resultados muestran que el ensayo de penetración de agua es uno de los ensayos que mejores resultados ofrece. Además, este ensayo es el único que la normativa exige, por lo que sus resultados deben estar siempre disponibles.

A continuación se aplica la relación entre ensayos de laboratorio y difusión a un caso real de una estructura portuaria realizada en ambiente IIIa y cuyo hormigón no cumple con las exigencias que le marca su ambiente de exposición y que sí fijaba el proyecto. Se ha estimado cómo afectará este incumplimiento a la vida útil de la estructura. Para ello, se ha evaluado en el laboratorio la penetración de agua. Este ensayo se completa con la porosidad abierta (absorción a vacío). Esta caracterización ha permitido obtener el coeficiente de difusión aparente del hormigón en ambiente IIIa, y por tanto, ha permitido estimar la vida útil que tendrá la estructura estudiada, y así plantear si es necesario ejecutar medidas correctoras que garanticen la vida útil que se fijó en proyecto.



Montaje del ensayo de penetración de agua

460. INFLUENCIA DEL ACTIVADOR EN LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE MORTEROS DE ESCORIA DE SIMN ACTIVADA ALCALINAMENTE

INFLUENCE OF THE ACTIVATOR IN THE MECHANICAL PROPERTIES OF ALKALI ACTIVATED SIMN SLAG MORTARS

Rosa Navarro Martínez. Universidad de Alicante. Técnica Contratada Proyecto. Dra. Químicas. rosa.navarro@ua.es
 Emilio Zornoza Gómez. Universidad de Alicante. Titular de Universidad. Dr. Químicas. emilio.zornoza@ua.es
 Pedro Garcés Terradillos. Universidad de Alicante. Catedrático de Universidad. Dr. Químicas. pedro.garces@ua.es
 Isidro Sánchez Martín. Universidad de Alicante. Titular de Universidad. Dr. Físicas. isidro.sanchez@ua.es
 Eva García Alcocel. Universidad de Alicante. Titular de Universidad. Dra. Químicas. eva.garcia@ua.es

Escoria de SiMn, activación alcalina, morteros, propiedades mecánicas.

SiMn slag, alkali activation, mortar, mechanical properties.

El objetivo de este trabajo es estudiar la posibilidad de uso de escoria de SiMn activada alcalinamente como conglomerante para fabricar morteros. La escoria de SiMn es un residuo cuya valorización desde este punto de vista no está optimizada. La escoria se ha caracterizado química, mineralógica, física y microestructuralmente. Este estudio proporciona nueva información sobre la influencia en las propiedades de los morteros con ella fabricados del tipo de activador (hidróxido sódico y silicato sódico con relación $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O} = 1$) y de su concentración (%Na₂O: 3, 3,5 y 4% para la activación con hidróxido sódico; y 4, 4,5 y 5% para la activación con silicato sódico). Con el objetivo de obtener una trabajabilidad adecuada, se ha dosificado la relación disolución activadora/escoria para valores de escurrimiento durante la primera media hora en el intervalo 175 ± 10 mm sin utilizar aditivos. La relación arena/escoria de los morteros ha sido 3/1 para todos los casos. Las propiedades evaluadas de los morteros han sido las siguientes: trabajabilidad; resistencia a compresión, porosidad y densidad a 7, 28 y 90 días de curado; y evolución de la retracción con el tiempo.



Figura 1. Fotografía de la escoria de SiMn antes de la molienda

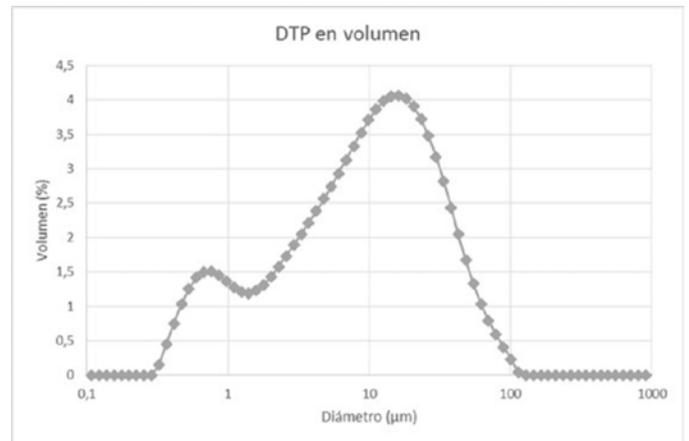


Figura 2. Distribución de tamaños de partículas de la escoria de SiMn molida

475. ANÁLISIS NUMÉRICO DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO REFORZADAS EXTERNAMENTE A CORTANTE MEDIANTE LAMINADOS DE POLÍMEROS REFORZADOS CON FIBRAS

NUMERICAL ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE BEAMS STRENGTHENED IN SHEAR BY EXTERNALLY BONDED (EB) FIBER REINFORCED POLYMER (FRP) SHEETS

Denise Ferreira. DIANA FEA BV. Consultant. Ph.D. Civil Engineering. denisecsferreira@gmail.com
 Eva Oller Ibars. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesora Agregada. Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. eva.oller@upc.edu
 Antonio Marí Bernat. Universitat Politècnica de Catalunya. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. antonio.mari@upc.edu
 Jesús Miguel Bairán García. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesor Agregado. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jesus.miguel.bairan@upc.edu

Refuerzo, cortante, PRF, desprendimiento prematuro, modelo de barras y filamentos.

Strengthening, shear, FRP, debonding, fiber beam model.

En este artículo se presenta la extensión de un modelo de barras que discretiza la sección en filamentos para el análisis no lineal de elementos reforzados externamente a cortante con laminado de polímeros reforzados con fibras (PRF). Este modelo se ha extendido no sólo para el caso de configuraciones que envuelven de forma completa a la sección con el PRF sino también para los casos en los que se puede producir el desprendimiento prematuro del laminado, permitiendo su aplicación para vigas reforzadas en U o con laminados adheridos en las almas.

La figura 1 presenta las características generales del modelo para los diferentes niveles de análisis: elemento, sección, fibra y material. A nivel elemento, el modelo se basa en la teoría de vigas de Timoshenko con una sección transversal discretizada en fibras, la armadura longitudinal simulada mediante filamentos y la armadura transversal distribuida en el hormigón. A nivel seccional, el modelo considera la interacción no lineal de esfuerzos (N-V-M). La teoría de sección plana, que permite determinar la deformación longitudinal de cada fibra en función

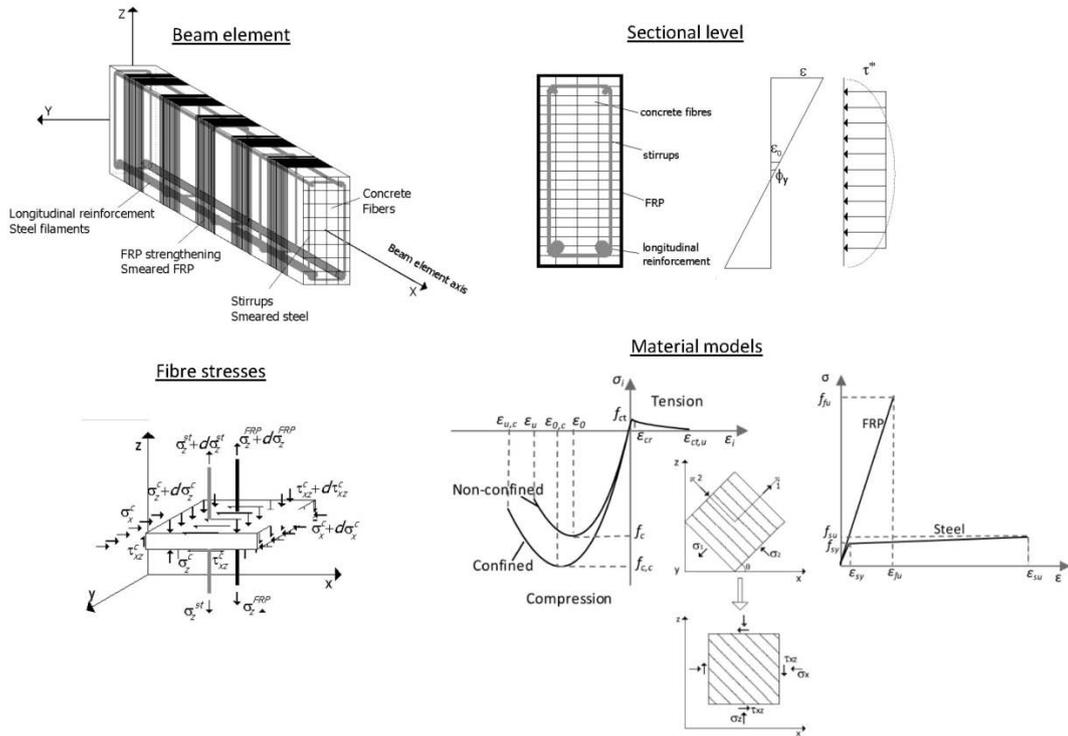


Figura 1. Principios del modelo de barras y filamentos para elementos reforzados con PRF

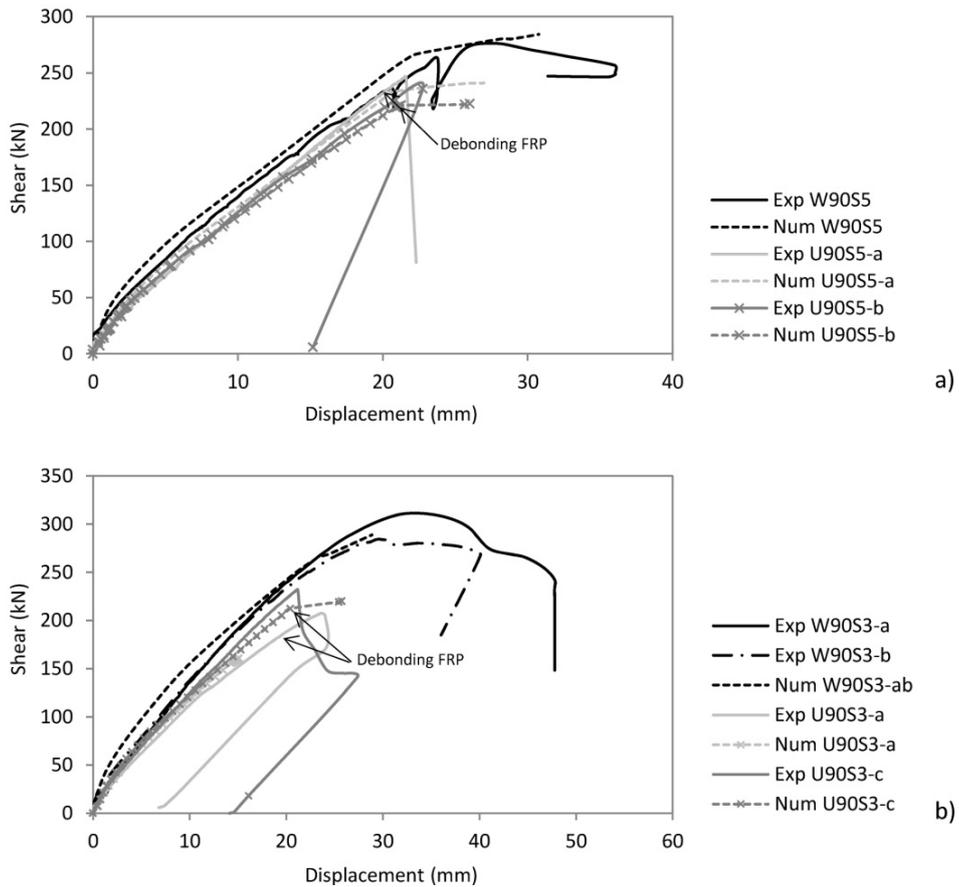


Figura 2. Cortante vs. desplazamiento en centro luz para las series S530 y S300 de Alzate (2012)

de las deformaciones generalizadas de la sección, está acoplada con la restricción de tensión tangencial constante a lo largo de la sección transversal. Los filamentos de la armadura longitudinal están únicamente sometidos a deformaciones y tensiones axiales. La armadura transversal (estribos y laminados PRF) se tiene en cuenta mediante su cuantía volumétrica y está únicamente solicitadas a tensiones axiales.

Se han simulado numéricamente ensayos experimentales existentes de vigas de hormigón armado reforzadas a cortante mediante laminados PRF con configuraciones completamente envueltas y en U. El modelo reproduce, con exactitud razonable, las cargas de rotura experimentales, el comportamiento carga-desplazamiento (fig. 2) y las deformaciones en la armadura transversal con carga monótona creciente. El modelo también refleja el reparto de esfuerzos entre la armadura transversal interna y el PRF externo antes y después del desprendimiento prematuro del PRF. El modelo captura la completa respuesta de la armadura transversal detectando el desprendimiento prematuro del PRF y el fallo de las vigas. Cuando se produce el desprendimiento del PRF cesa su contribución a la resistencia a cortante, si los cercos están plastificados, y no son capaces de absorber la redistribución de esfuerzos, se produce la rotura inmediatamente.

Las ventajas de esta propuesta están relacionadas con la simplicidad y velocidad computacional para el análisis estructural a escala real, haciendo que sea una herramienta atractiva para la ingeniería práctica.

487. INGENIERÍA MÁS ALLÁ DE LO ESTRICTAMENTE TÉCNICO: UN DEBATE ABIERTO

ENGINEERING BEYOND THE STRICTLY TECHNICAL. AN OPEN DEBATE

Ignacio Payá-Zaforteza. Universitat Politècnica de València. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. igpaza@cst.upv.es

Esther Giménez Carbó. Universitat Politècnica de València. Profesora Titular de Universidad. Doctora por la UPV - Máster en Ética y Democracia. esgimen@cst.upv.es

Ingeniería y sociedad, pensamiento crítico, arte estructural.

Engineering and society, critical thinking, structural art.

La ingeniería estructural suele enseñarse y aprenderse como algo estrictamente técnico. Sin embargo, esta visión debe ampliarse, ya que la obra de ingeniería tiene un impacto social, económico y medioam-



Figura 1. Una de las estructuras analizadas, el Puente de Serrería de S. Calatrava. Imagen: D. Delso



Figura 2. Un momento del debate de los alumnos

biental muy importante, y estos aspectos no deben quedar supeditados bajo la excelencia técnica.

En esta comunicación se presenta una experiencia llevada a cabo con alumnos del Máster de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de la Universitat Politècnica de València, que tiene por finalidad que los alumnos reflexionen, entiendan, dialoguen y desarrollen un espíritu crítico acerca de la importancia y la necesidad de construcción de estructuras singulares.

Para ello se selecciona alguna de las estructuras singulares construidas en los últimos años y se analizan teniendo en cuenta su comportamiento estructural, las ideas proporcionadas por la filosofía del Arte estructural desarrollada por D.P. Billington y la adecuación de la construcción a alguno de los códigos éticos existentes (el código de la Asociación americana de ingenieros civiles o el código de conducta profesional del Consejo Europeo de ingenieros civiles).

Con ello se consigue dotar a los futuros profesionales de una amplia visión de la realidad que les permita proyectar soluciones técnicamente excelentes, que se adecuen al contexto de la obra, que satisfagan las necesidades de los usuarios y que no comprometan a las generaciones futuras en ningún aspecto (social, económico ni medioambiental).

488. TUBOS RELLENOS DE HORMIGÓN EXPANSIVO. ENSAYOS Y APLICACIONES

TUBES FILLED WITH EXPANSIVE CONCRETE. TESTS AND APPLICATIONS

José Pedro Gutiérrez Jiménez. IETcc-CSIC. Profesor de Investigación. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jpgutierrez@ietcc.csic.es

Francisco Javier Barroso Sánchez. IETcc-CSIC. Titulado Superior.

Actividades Técnicas y Prof. Dr. Ciencias Físicas. j.barroso@ietcc.csic.es

Luis Echevarría Giménez. IETcc-CSIC. Titulado Superior. Actividades

Técnicas y Prof. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Lechevarria@ietcc.csic.es

Sonia Martínez de Mingo. IETcc-CSIC. Titulada Superior. Actividades

Técnicas y Prof. Dra. Arquitecta. soniamdm@ietcc.csic.es

Juan José Sánchez Ramírez. Ferrovial Agroman, S.A. Jefe

de Departamento de Estructuras de Obra Civil. Dr. Ingeniero

de Caminos, Canales y Puertos. j.j.sanchez@ferrovial.com

Hormigón expansivo, estructura mixta hormigón-acero, cálculo estructural, puente tipo arco.

Expansive concrete, composite steel and concrete structure, structural analysis, arch bridge.

La utilización de hormigón expansivo para el relleno de tubos genera unas deformaciones en el mismo que dan origen a unas presiones de

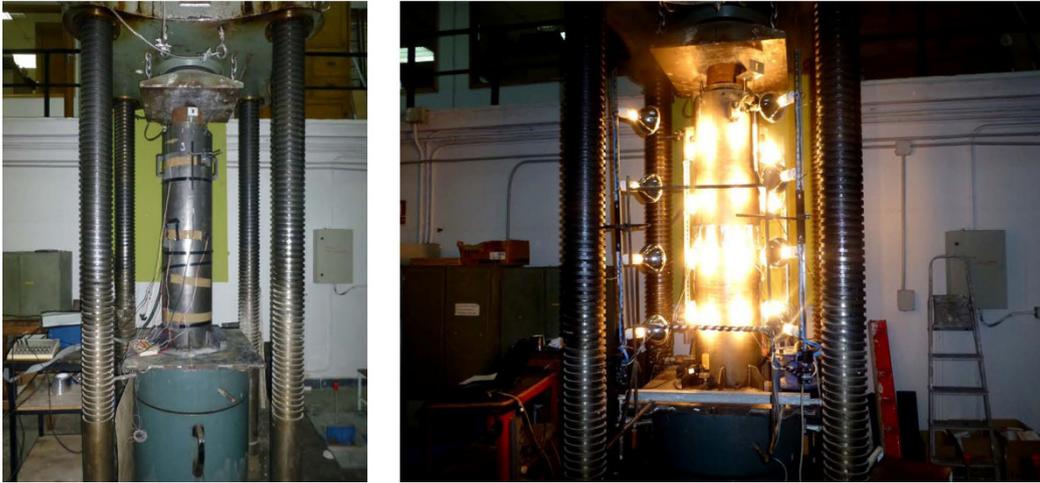


Figura 1. Ensayos de deslizamiento con temperatura ambiente y con calentamiento diferencial

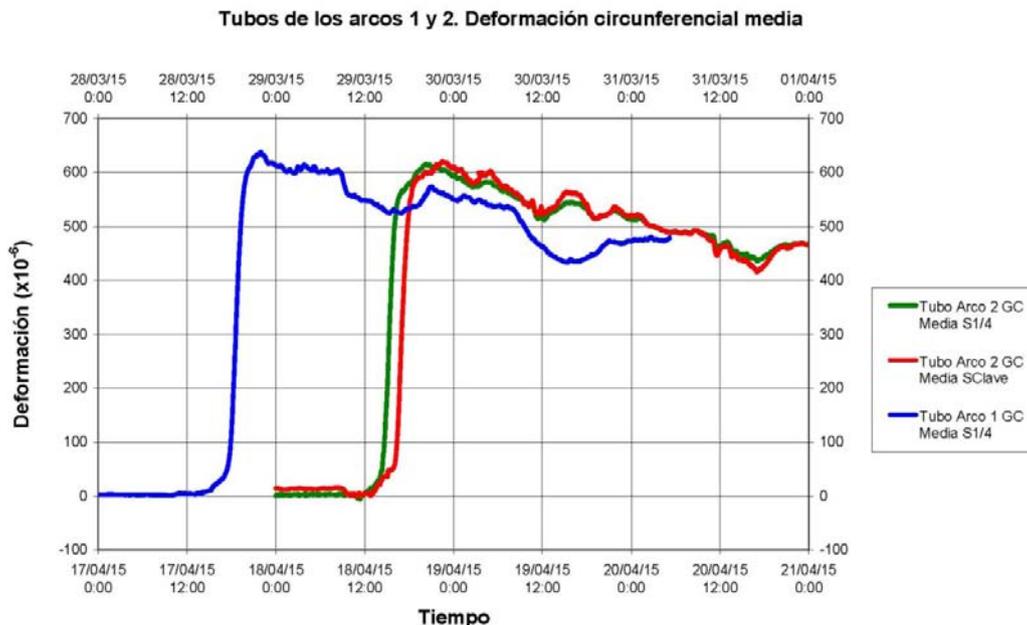


Figura 2. Deformación circunferencial media registrada

confinamiento, función de la capacidad de expansión del hormigón y de la rigidez del tubo. El criterio de dimensionamiento consistirá en determinar el valor de expansión que debe generarse en el hormigón para que el balance neto de las deformaciones radiales del sistema mixto hormigón-acero, para las solicitaciones y efectos que puedan actuar, sea positivo. Dicho estado es beneficioso para el elemento que incrementa su resistencia y desarrolla tensiones rasantes en la interfase que colaboran eficazmente para disminuir o eliminar la necesidad de conectores de transmisión de esfuerzos entre el hormigón confinado y el tubo de acero.

En el dimensionamiento de estos elementos es necesario, por un lado, elegir el tipo y dosis de aditivo expansivo que debe incorporarse al hormigón para conseguir una determinada expansión y por otro, dimensionar la rigidez del tubo que permita verificar los estados límites últimos del elemento.

La caracterización del hormigón expansivo para su aplicación en estructuras tubulares requiere la realización de ensayos de expansión libre y confinada del hormigón que permitan ajustar la deformación de expansión necesaria.

Estos ensayos se complementan con ensayos mecánicos para determinar la carga de deslizamiento del cilindro de hormigón dentro del tubo de acero que permiten estimar la capacidad resistente de la interfase. Los ensayos se realizan a temperatura ambiente y con calentamiento diferencial y uniforme del tubo (fig. 1).

Un hormigón expansivo diseñado con las directrices expuestas se ha utilizado en el viaducto sobre el barranco de Erques en la isla de Tenerife. Para salvar este barranco, se ha proyectado un puente tipo arco de 110 metros de luz con tablero intermedio. Cada uno de los dos arcos del puente está formado por dos tubos exteriores de acero, rellenos de hormigón expansivo. Los arcos fueron instrumentados para

conocer las deformaciones circunferenciales y longitudinales que se producían durante la fase de hormigonado de los tubos y posterior endurecimiento en los días posteriores. La figura 2 recoge la deformación circunferencial media registrada en varias secciones instrumentadas, en el centro de vano y a un cuarto de la luz, observándose una uniformidad de comportamiento, acordes con los resultados registrados en el laboratorio.

Agradecimientos: este trabajo forma parte del Proyecto BIA 2013-49103-C2-1-R concedido por el Ministerio de Economía y Competitividad.

492. ALTERNATIVAS MIXTAS O DE HORMIGÓN EN PUENTES DE LUCES DE MEDIAS A ALTAS EN ZONAS SÍSMICAS

STEEL CONCRETE COMPOSITE OR PRESTRESSED CONCRETE ALTERNATIVES FOR BRIDGES WITH MEDIUM TO HIGH SPANS IN SEISMIC AREAS

Javier Pascual Santos. BRISSA SL. Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. javier.pascual@brissa.es

Diego Pajuelo Gallardo. BRISSA SL. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. diego.pajuelo@brissa.es

Borja Mendizábal del Arco. BRISSA SL. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. borja.mendizabal@brissa.es

Pablo Campos Acebo. BRISSA SL. Ingeniero Projectista. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pablo.campos@brissa.es

Alberto Fernández Eusebio. Ginprosa Ingeniería SL. Director de Producción. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. a.fernandez@ginprosa.es

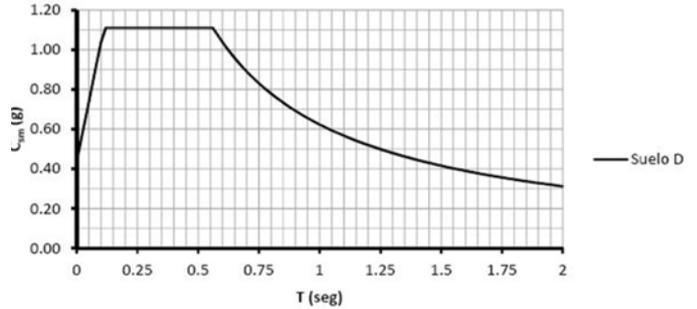
Óscar Bartolomé Bartolomé. FCC Construcción. Jefe Dpto. Supervisión Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. obartolomeb@fcc.es

Espectro de respuesta, puentes mixtos, aislamiento sísmico, cimentaciones, sismo.

Response spectrum, steel concrete composite deck, seismic isolation system, foundations, earthquake.

Con motivo del análisis de alternativas estructurales desarrollado por Brissa para los puentes situados en la ampliación de la Carretera

Espectro de respuesta de diseño según AASHTO (PGA promedio del tramo)



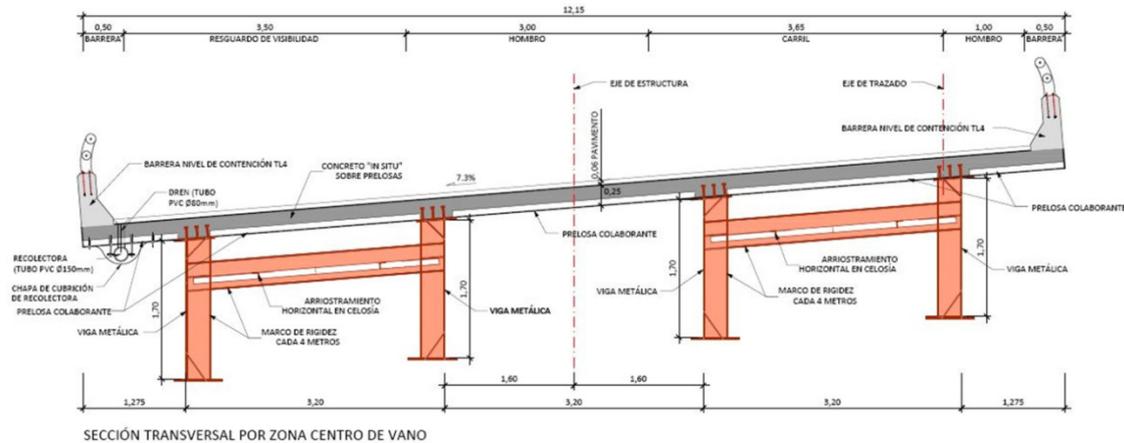
Espectro de respuesta sísmica tipo

Panamericama en el tramo entre Puesto de las Américas y Arraiján, en la República de Panamá, se ha analizado en detalle la incidencia de la acción sísmica en el diseño de las estructuras, y en particular las diferencias en el diseño de las cimentaciones entre los tableros de hormigón pretensado y las alternativas en solución mixta hormigón-acero.

Las acciones sísmicas en la zona de proyecto son muy relevantes, con aceleraciones PGA en el suelo variables entre 0,40 g y 0,82 g, que conducen a valores en la meseta del espectro de respuesta entre 2 y 2,50 veces superiores. Por este motivo, el diseño de la subestructura de los viaductos viene condicionado por la respuesta sísmica.

Dado que la mayor parte de las estructuras se ubican en suelos de baja capacidad portante que requieren cimentaciones profundas mediante pilotes, el análisis de alternativas se ha orientado a obtener una estimación correcta del coste final de las distintas tipologías técnicamente viables. El estudio ha cubierto un amplio abanico de configuraciones posibles, con o sin aislamiento sísmico, y tanto en estructura mixta como en hormigón pretensado. El rango de luces de los puentes estudiados varía entre las luces típicas de unos 30-35 metros en los pasos superiores convencionales de vigas prefabricadas, hasta los 65 metros de luz cuando las condiciones del cruce u otras causas las exigían.

Las conclusiones del estudio han puesto de manifiesto la bondad de las soluciones mixtas para dar la mejor respuesta a estos condicionantes cuando el rango de luces crece, y, en opinión de los autores, mucho más de lo que en un principio cabría prever. Las alternativas en tablero mixto hormigón-acero con aislamiento sísmico convencional por medio de apoyos de neopreno zunchado han permitido un diseño de



Sección transversal de un tablero mixto tipo analizado

cimentaciones para fuerzas entre 2 y 3 veces inferiores a las de diseños equivalentes en hormigón pretensado, y también sensiblemente más favorable que otros diseños por capacidad basados en la disipación plástica durante el sismo. En la comunicación se mostrarán en detalle los análisis realizados y las conclusiones obtenidas, con gran interés en relación al empleo de estructuras mixtas en casos como los estudiados. Asimismo, se mostrará el diseño finalmente previsto para los tableros, con estructura metálica realmente sencilla, y que permite superar también posibles dificultades para la aplicación de estas soluciones.

493. INSTRUMENTACIÓN DEL VIADUCTO SOBRE EL BARRANCO DE ERQUES DURANTE SU HORMIGONADO

ERQUES VIADUCT MONITORING DURING CONCRETING PHASE

Francisco Javier Barroso Sánchez. IETcc-CSIC. Titulado Superior. Actividades Técnicas y Profesionales. Dr. Ciencias Físicas. j.barroso@ietcc.csic.es

José Pedro Gutiérrez Jiménez. IETcc-CSIC. Profesor de Investigación. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jpgutierrez@ietcc.csic.es

Juan José Sánchez Ramírez. Ferrovial Agroman S.A. Jefe Departamento de Estructuras de Obra Civil II. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. j.j.sanchez@ferrovial.com

Luis Echevarría Giménez. IETcc-CSIC. Titulado Superior. Actividades Técnicas y Profesionales. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. l.echevarria@ietcc.csic.es

Gabriel Rentero Rodríguez. IETcc-CSIC. Técnico Superior Actividades Técnicas y Profesionales. grentero@ietcc.csic.es
Sonia Martínez de Mingo. IETcc-CSIC. Titulada Superior. Actividades Técnicas y Profesionales. Dra. Arquitecta. soniamdm@ietcc.csic.es

Puente arco, instrumentación, estructura mixta hormigón-acero, hormigón expansivo.

Arch bridge, monitoring, composite steel and concrete structure, expansive concrete.

El viaducto sobre el barranco de Erques (Tenerife) es un puente formado por dos arcos con tablero inferior de 110 m de longitud, 25 m de ancho y 17,7 m de altura de clave. Cada arco está compuesto por dos tubos de acero, de 1.020 mm de diámetro y espesor del orden de 13 mm, rellenos de hormigón expansivo. El tablero está suspendido de los arcos cada 8 m, mediante dos péndolas inclinadas, en 12 puntos en cada arco.

Se han instrumentado los arcos para registrar las deformaciones longitudinales y circunferenciales y las temperaturas en el exterior de los tubos durante el proceso de hormigonado y posterior endurecimiento.

En el tubo exterior del arco 1, se ha utilizado un acondicionador Quantumx mx1615 de HBM para medir tanto la deformación como la temperatura. La deformación se mide con bandas extensométricas conectadas en 1/4 de puente a 4 hilos (fig. 1). La medida de la temperatura se lleva a cabo con sensores PT100. En el tubo exterior del arco 2 se ha colocado otro Quantumx mx1615 que mide las deformaciones



Figura 1. Instrumentación de secciones de tubos

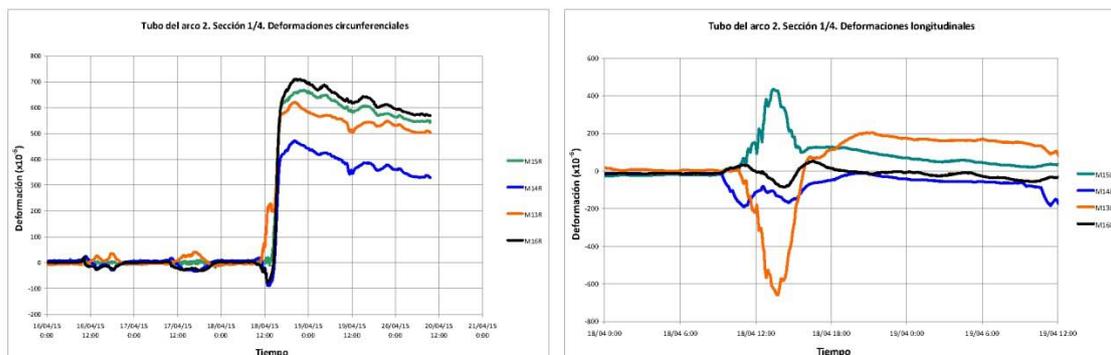


Figura 2. Deformaciones circunferenciales y longitudinales en sección de tubos

de las secciones de este tubo utilizando para ello los mismos sensores y siguiendo la misma configuración que en el caso anterior. La medida de temperatura de las secciones se realiza con un equipo de adquisición de datos HP34970A de Hewlett Packard provisto de un módulo de 20 canales 34901A.

Una sección del tubo del arco 2 se ha instrumentado con fibra óptica para tener, en caso necesario, una alternativa de las medidas registradas.

Para el registro de medidas se monta una pequeña red local para conectar los equipos quantum X y el interrogador fbg, con un ordenador portátil situado en la caseta de control. Todo el cableado, los equipos y los sensores se han instalado para trabajar a la intemperie. En la caseta de control, situada en un extremo del puente, se ha colocado un ordenador portátil conectado a todos los equipos de medida. Se ha desarrollado una aplicación en LabView para gestionar todas las medidas de forma unificada. Asimismo se ha instalado un modem 3G y el software teamviewer para poder controlar de forma remota todo el sistema durante el tiempo de monitorización.

En esta ponencia se presentan el sistema de instrumentación y los resultados obtenidos (fig. 2).

Agradecimientos: este trabajo forma parte del Proyecto BIA 2013-49103-C2-1-R concedido por el Ministerio de Economía y Competitividad.

495. DOSIFICACIÓN, PROPIEDADES EN ESTADO FRESCO Y REOLOGÍA DEL HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE CON ÁRIDO RECICLADO FINO

PROPORTIONING, FRESH-STATE PROPERTIES AND RHEOLOGY OF SELF-COMPACTING CONCRETE WITH FINE RECYCLED AGGREGATES

Diego Carro López. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. diego.carro@udc.es

Belén González Fontebo. Universidade da Coruña. Profesora Titular de Universidad. Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. bfonteboa@udc.es

Fernando Martínez Abella. Universidade da Coruña. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fmartinez@udc.es

Iris González Taboada. Universidade da Coruña. Investigadora. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. iris.gonzalez@udc.es

Jorge de Brito. Instituto Superior Técnico-Lisboa. Professor. PhD Civil Engineering. jb@civil.ist.utl.pt

Fernando Varela Puga. Universidade da Coruña. Investigador. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. f.varela.puga@udc.es

Hormigón autocompactante, mortero equivalente, dosificación, árido reciclado fino, reología.

Self-compacting concrete, equivalent mortar, mix design, fine recycled aggregate.

Los áridos reciclados pueden usarse como áridos en hormigón, sin embargo, es necesario establecer un máximo al porcentaje de sustitución. Este límite de uso se establece por la alta absorción del material que produce reducción en las propiedades mecánicas. En el caso de árido reciclado fino (ARF), esta limitación es más restrictiva debido a la elevada superficie específica de los finos que redundan en una mayor absorción.

El hormigón autocompactante (HAC) está creciendo rápidamente gracias a las ventajas de la puesta en obra y la calidad de los acabados. Este tipo de hormigón utiliza grandes cantidades de finos para asegurar su capacidad de flujo, por lo que podría incluir áridos reciclados finos. En este contexto, el objetivo de este trabajo es estudiar la dosificación y los efectos en la reología del estado fresco de la utilización de ARF para producir HAC. El interés se centra también en el efecto de la absorción de las propiedades en estado fresco de SCC durante el tiempo abierto.

Las mezclas de hormigón estudiadas incorporan arena reciclada (en porcentajes de 0%, 20%, 50% y 100%) y áridos gruesos naturales. La dosificación se apoya en un mortero equivalente, obteniendo un hormigón autocompactante, comparable entre tasas de sustitución diferentes y usable en aplicaciones reales.

En los morteros la trabajabilidad se midió a partir de 10 min hasta 90 min usando mini-cono y mini-embudo. Con las mejores mezclas se produjo hormigón, sobre el que se estudiaron todas las propiedades. Primero, la microestructura de la fase mortero. Segundo, las propiedades en estado fresco mediante ensayos empíricos (extensión de flujo, J-Ring, L-Box) y parámetros fundamentales en reómetro ICAR, todo a 15, 45 y 90 minutos. Por último, se determinó la resistencia a compresión.

El resultado más sorprendente fue que las mezclas con 50% y el 100% de arena reciclada perdieron sus características autocompactantes a los 90 minutos. Por el contrario, la mezcla con el reemplazo de 20% mantuvo capacidad de paso y de relleno adecuadas. Las causas de esta tendencia fueron un aumento inicial de la viscosidad plástica y después un aumento de la tensión de corte umbral. La resistencia a compresión de las mezclas con un 50% y 100% de ARF disminuyó significativamente y en el caso de sustitución del 20% la reducción fue menor del 10%. Por lo tanto, el porcentaje de sustitución recomendado sería hasta un 20% con una controlada disminución del rendimiento mecánico.



Ensayos empíricos en hormigón autocompactante con árido reciclado fino

496. DISEÑO SÍSMICO EN LAS ESTRUCTURAS DEL DESDOBLAMIENTO DE LA AUTOPISTA PANAMERICANA, EN PERÚ

SEISMIC DESIGN IN THE STRUCTURES OF THE ENLARGEMENT OF PANAMERICAN HIGHWAY, IN PERÚ

Javier Pascual Santos. BRISSA SL. Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. javier.pascual@brissa.es

Diego Pajuelo Gallardo. BRISSA SL. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. diego.pajuelo@brissa.es

Borja Mendizábal del Arco. BRISSA SL. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. borja.mendizabal@brissa.es

Pablo Campos Acebo. BRISSA SL. Ingeniero Projectista. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pablo.campos@brissa.es

Manuel Pertejo Fernández. IPD Ingeniería S.L. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. manuelpf@ipd.bz

Sismo, análisis modal, aislamiento sísmico, fuerzas inerciales, espectro de respuesta.

Earthquake, modal analysis, isolating seismic system, inertial forces, seismic response spectrum.

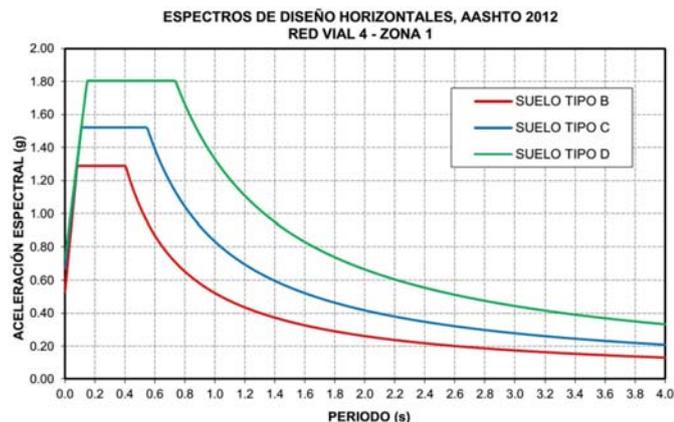
En esta comunicación se resumen los resultados más relevantes de los análisis sísmicos realizados con ocasión del proyecto de varias estructuras correspondientes al desdoblamiento de la Autopista Panamericana en Perú, ubicadas en zonas de muy alta peligrosidad sísmica.

Se trata, por un lado, de un conjunto de pasos superiores de carretera de 11,00 metros de anchura y luces variables entre 30,30 y 35,60 metros. Todos ellos tienen un solo vano apoyado en estribos cerrados.

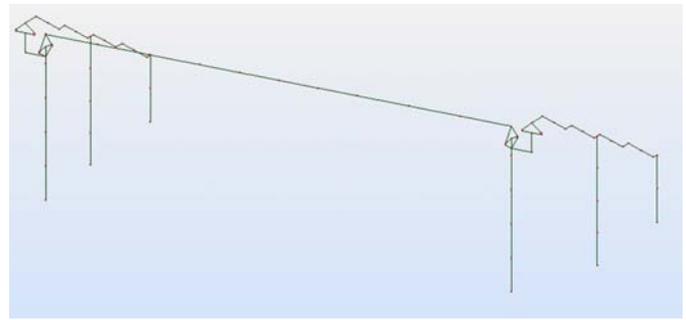
Por otro lado se analiza un conjunto de pasarelas peatonales de 2,80 metros de anchura y luces de variables entre 21,80 y 33,20 metros. En todas ellas el tablero se apoya sobre dos pilas en las que confluyen las escaleras de acceso.

Atendiendo a consideraciones constructivas, todas las estructuras se resolvieron mediante vigas doble T de hormigón pretensado.

La normativa técnica empleada fue la peruana, que sigue muy de cerca las prescripciones de la AASHTO 2012. El sismo de diseño corresponde a un período de retorno de 1.000 años. Los espectros de respuesta empleados para los emplazamientos de las diferentes estructuras parten de unas aceleraciones sísmicas de cálculo comprendidas entre 0,632 g y 0,668 g, que corresponden a aceleraciones en la meseta entre 1,428 g y 1,522 g. Se trata, por tanto, de aceleraciones sísmicas muy elevadas.



Espectro sísmico de respuesta empleado en los análisis



Modelo de cálculo de una de las pasarelas

Los aspectos que ofrecen mayor interés son el análisis del sistema de aislamiento sísmico del tablero y el dimensionamiento de los estribos.

En los estudios preliminares del proyecto se analizaron y compararon diferentes alternativas para el sistema de sustentación del tablero. La solución finalmente elegida fue la de permitir la oscilación longitudinal del tablero sobre apoyos elatoméricos, e impedir a la vez la oscilación en dirección transversal. Para ello se disponen apoyos elatoméricos de elevada capacidad de desplazamiento garantizada mediante ensayos, junto con un sistema de topes transversales guiados que impiden el movimiento en dicha dirección. En la comunicación se incluirán los análisis realizados, así como otras posibles alternativas basadas en disipaciones plásticas o en apoyos con núcleo de plomo.

Finalmente se comentarán también aspectos de interés en el diseño de los estribos conforme a AASHTO en relación a los sobreempujes dinámicos y las fuerzas inerciales de las tierras retenidas.

500. DESARROLLO DE UN NUEVO MÉTODO DE ENSAYO PARA EL ESTUDIO DE LAS UNIONES DE ARMADURAS POR SOLAPE DE BARRAS

DEVELOPMENT OF A NEW TEST METHOD FOR REINFORCEMENT LAP SPLICES STUDIES

Ismael Vieito Raña. Universidade da Coruña. Investigador-Contrato Competitivo FPU. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ismael.vieito@udc.es

Javier Eiras López. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jeiras@udc.es

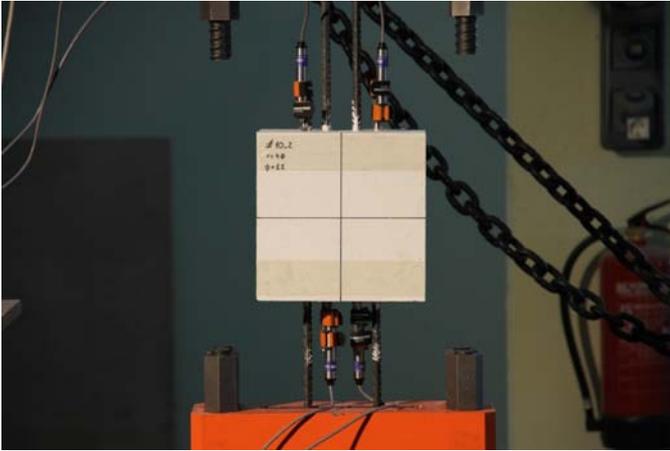
Manuel F. Herrador Barrios. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. manuel.herrador@udc.es

Manuel Paredes González. Universidade da Coruña. Investigador. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. manuel.paredes@udc.es
Gumersinda Seara Paz. Universidade da Coruña. Profesora Ayudante Doctora. Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. gumersinda.spaz@udc.es

Hormigón, armaduras, adherencia, solapo, ensayo.

Concrete, reinforcement, bond, lap-splices, test.

La construcción de elementos y estructuras de hormigón armado exige con frecuencia disponer zonas de unión y empalme entre barras. Esta necesidad viene impuesta por limitaciones en la longitud comercial máxima de las barras y por la utilización de armaduras de espera. El empalme o solapo de barras por adherencia es la técnica más frecuente para dar continuidad a las armaduras, ya que es una forma

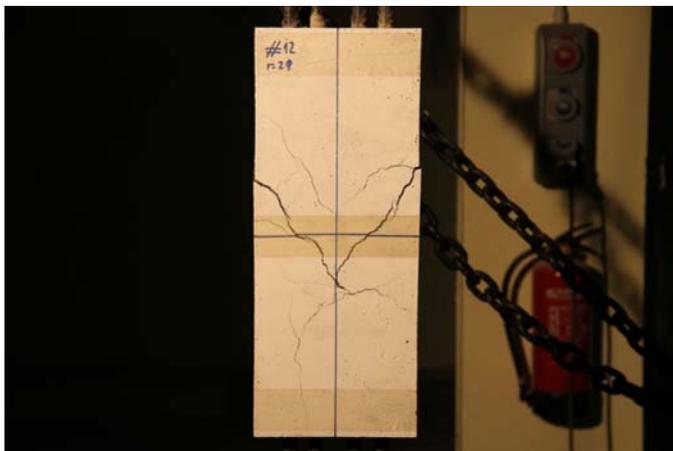


Probeta de un ensayo de arrancamiento múltiple (fuente: Universidad da Coruña)

rápida y económica. El funcionamiento del solape de barras por adherencia se fundamenta en la transmisión de esfuerzos de tracción y compresión a través del desarrollo de tensiones de adherencia entre la superficie de las armaduras y el hormigón que las rodea.

Un solape de barras constituye una singularidad en la estructura y es imprescindible garantizar su correcto funcionamiento, asegurando que la transmisión de tensiones entre las barras no provoque fisuración excesiva ni deslizamientos inadmisibles. Aún no existe consenso científico sobre el modelo mecánico que, incorporando todas las variables (geometría de la barra, recubrimientos y espaciado entre barras, tipo de hormigón y acero, número de solapes en la sección, existencia de armadura transversal...), describe correctamente el comportamiento de un solape. Igualmente, y a diferencia de lo que ocurre con el anclaje de una única barra de armadura, se carece de un ensayo único y ampliamente reconocido para el estudio experimental de los solapes de barras traccionadas. Los investigadores recurren a caros y complejos ensayos sobre vigas a escala, introduciendo solapes de armadura y analizando su influencia sobre el comportamiento tenso-deformativo. Por todo ello, el tratamiento de las diferentes corrientes normativas da lugar a longitudes de solape muy heterogéneas.

Para tratar de paliar esta situación, desde el Grupo de Construcción de la Universidad da Coruña se ha planteado y desarrollado un nuevo ensayo para el estudio de los solapes de armaduras. En él se aplica una carga de tracción creciente sobre dos familias de barras pasantes y solapadas dentro de una probeta ortoédrica, registrándose las fuerzas que se desarrollan en cada armadura y el deslizamiento del extre-



Rotura producida en una probeta de arrancamiento múltiple

mo libre de las mismas. En contraposición con las vigas a escala, el que denominamos ensayo de arrancamiento múltiple es mucho más rápido y económico, lo que permite hacer varias repeticiones de un mismo espécimen y aplicar técnicas estadísticas basadas en el diseño de experimentos, la regresión lineal y el análisis de la varianza. Finalmente, en este ensayo se obtienen de forma directa las curvas reales tensión/deslizamiento.

501. ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LOS PRINCIPALES PARÁMETROS QUE DEFINEN UN SOLAPE DE BARRAS

STUDY ON THE INFLUENCE OF THE MAIN PARAMETERS DEFINING REINFORCEMENT LAP SPLICES

Ismael Vieito Raña. Universidade da Coruña. Investigador-Contrato Competitivo FPU. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ismael.vieito@udc.es

Fernando Martínez Abella. Universidade da Coruña. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fmartinez@udc.es

Javier Eiras López. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jeiras@udc.es
Manuel F. Herrador Barrios. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. manuel.herrador@udc.es

Juan Luís Pérez Ordóñez. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero Informático. jlperez@udc.es

Adherencia, solapos, diseño de experimentos.

Bond, lap-spllices, design of experiments.

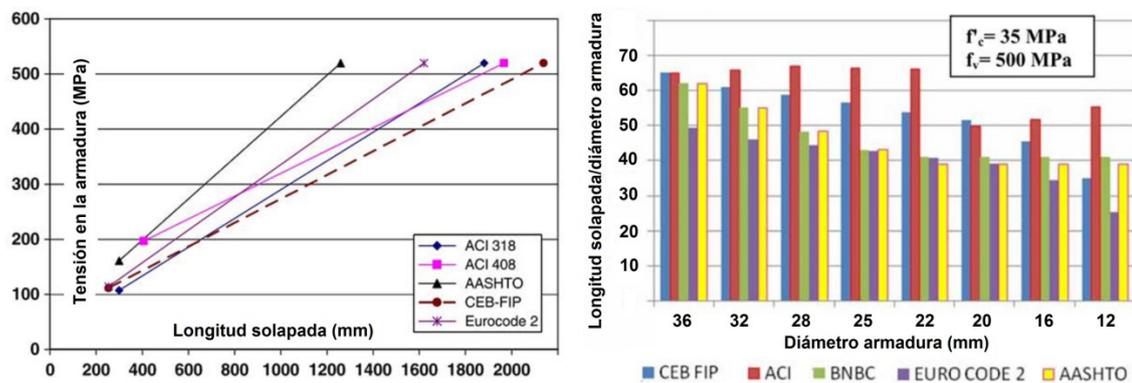
El diseño y construcción de un solape a tracción requiere definir, como principal variable, la longitud de solape; es decir, la distancia que ambas armaduras que se unen deben quedar superpuestas. Una longitud demasiado larga, pese a asegurar la transmisión de la tracción de la barra, dificultaría la ejecución de la unión y sería cara. Si es demasiado corta podría causar inseguridad estructural al no quedar las barras lo suficientemente ancladas como para transmitir su tensión de diseño.

No obstante, hay más variables a tener en cuenta a la hora de ejecutar un solape. Como clasificación general, se puede asumir la existencia de factores que dependen de la armadura (diámetro, características mecánicas, geometría de las corrugas), de factores que dependen del hormigón (características mecánicas, tipo y dosificación) y de un buen número de factores que dependen de la geometría y el confinamiento del solape. En este último grupo aparecen variables como el recubrimiento, la presencia y cuantía de armadura transversal, la separación de las armaduras solapadas, el número de solapos en una misma sección o la separación entre familias de barras. Finalmente, el estado tensional de la sección estudiada, el tipo de esfuerzo aplicado y su historia tienen también influencia sobre el comportamiento de un solape y la determinación de la longitud de solape.

Una comparación entre el Eurocódigo 2, el Código Modelo 2010 y la norma ACI-318, muestra que la longitud de solape puede diferir en más de un 50% según el código empleado, y la importancia que éstos atribuyen a los diferentes factores es muy heterogénea. En este contexto, aprovechando el nuevo ensayo desarrollado por el Grupo de Construcción de la Universidad da Coruña, se ha llevado a cabo una campaña experimental en la que se estudiaron las principales variables que definen un solape. Entre los factores analizados se encuentran el recubri-



Fallo de una chimenea en Japón, debido a una insuficiente longitud de solapo



miento de hormigón, el diámetro de las barras, la separación entre barras solapadas o la separación entre familias de barras solapadas.

Para realizar este estudio se ha planteado una metodología estadística basada en la elaboración de un modelo factorial mediante técnicas de diseño de experimentos, permitiendo analizar conjuntamente una gran cantidad de resultados obtenidos en probetas en las que se varían a la vez todos los parámetros estudiados. Con esta metodología, antagónica del tradicional método de bloqueo de variables, se puede analizar la influencia detallada de cada factor estudiado, así como la interacción de los mismos.

508. COMPORTAMIENTO REOLÓGICO DEL HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE RECICLADO

RHEOLOGICAL BEHAVIOUR OF SELF-COMPACTING RECYCLED CONCRETE

Iris González Taboada. *Universidade da Coruña. Estudiante de Doctorado. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos.*
iris.gonzalez@udc.es

Belén González Fonteboa. *Universidade da Coruña. Titular de Universidad. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos.*
bfonteboa@udc.es

Nicolas Roussel. *Institut Français des Sciences (IFSTTAR). Research Director. MSc. Civil Engineering.*
nicolas.roussel@ifsttar.fr

Sindy Seara Paz. *Universidade da Coruña. Profesora Ayudante Doctora. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos.*
gumersinda.spaz@udc.es

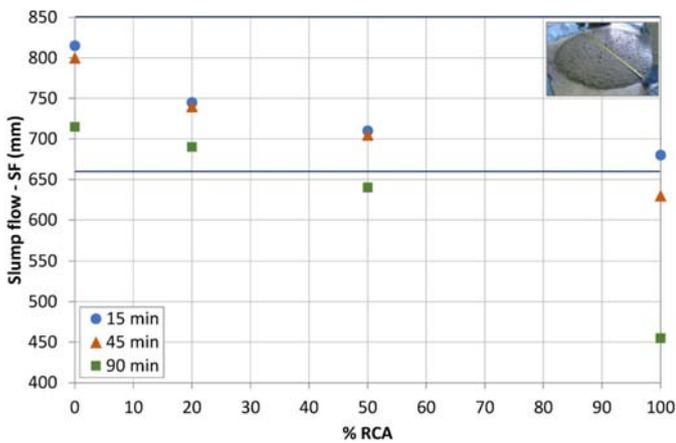
Gemma Rojo López. *Universidade da Coruña. Estudiante de Doctorado. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos.*
gemma.rojo@udc.es

Hormigón reciclado, hormigón autocompactante, árido grueso reciclado de hormigón, comportamiento en fresco, reología.

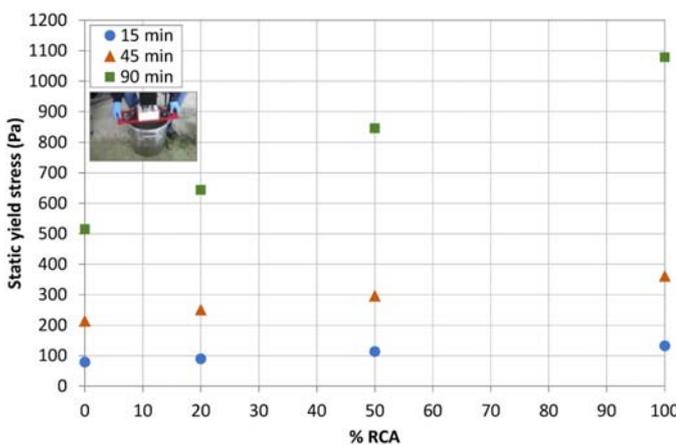
Recycled concrete, self-compacting concrete, recycled concrete coarse aggregate, fresh behaviour, rheology.

En este estudio se aborda el análisis de las propiedades en estado fresco del hormigón autocompactante reciclado mediante ensayos empíricos (escurrimiento, caja en L, embudo en V, anillo japonés y segregación por tamiz) y mediante reómetro (tensión de flujo umbral y viscosidad plástica).

El programa experimental ha consistido en la realización de cuatro tipos de hormigón autocompactante, un hormigón de referencia y sus homólogos reciclados sustituyendo en volumen el árido grueso natural por árido reciclado de hormigón. Los porcentajes de sustitución han sido 20%, 50% y 100%. Tanto los ensayos empíricos como reológicos se han realizado sobre todas las mezclas a 15, 45 y 90 minutos desde el contacto entre cemento y agua.



Evolución en el tiempo de asiento en ensayo de escurrimiento



Evolución en el tiempo de la tensión de flujo umbral estática

Los resultados obtenidos permiten concluir que las mismas leyes físicas que se aplican para describir el comportamiento reológico del hormigón autocompactante convencional (HAC) pueden utilizarse en el caso del hormigón autocompactante reciclado (HACR). Se demuestra que la especificidad de este nuevo hormigón radica en el procedimiento usado para compensar el agua de absorción del árido reciclado durante el protocolo de amasado, que influye en la relación agua/cemento efectiva y su evolución con el tiempo, y en las características morfológicas de este tipo de árido, su forma más irregular y su textura más rugosa.

509. ESTUDIO DE LA ROBUSTEZ DEL HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE RECICLADO

STUDY OF SELF-COMPACTING RECYCLED CONCRETE ROBUSTNESS

Iris González Taboada. Universidade da Coruña. Estudiante de Doctorado. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. iris.gonzalez@udc.es
 Belén González Fonteboá. Universidade da Coruña. Titular de Universidad. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. bfonteboá@udc.es
 Fernando Martínez Abella. Universidade da Coruña. Catedrático de Universidad. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fmartinez@udc.es
 Nicolas Roussel. Institut Français des Sciences (IFSTTAR). Research Director. MSc Civil Engineering. nicolas.roussel@ifsttar.fr
 Gemma Rojo López. Universidade da Coruña. Estudiante de Doctorado. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. gemma.rojo@udc.es

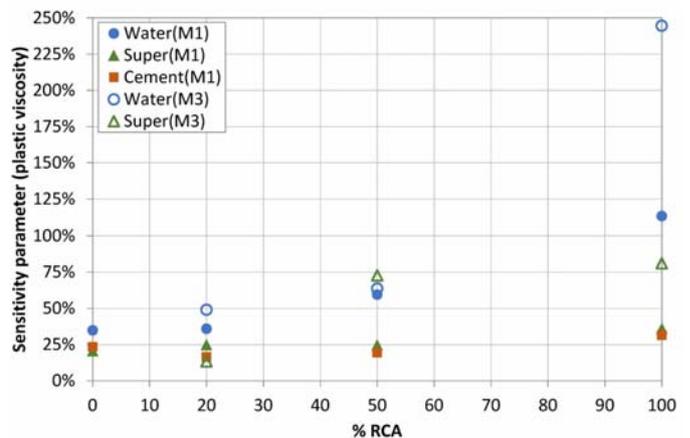
Árido grueso reciclado de hormigón, hormigón autocompactante, comportamiento en fresco, reología, robustez.

Recycled concrete coarse aggregate, self-compacting concrete, fresh behaviour, rheology, robustness.

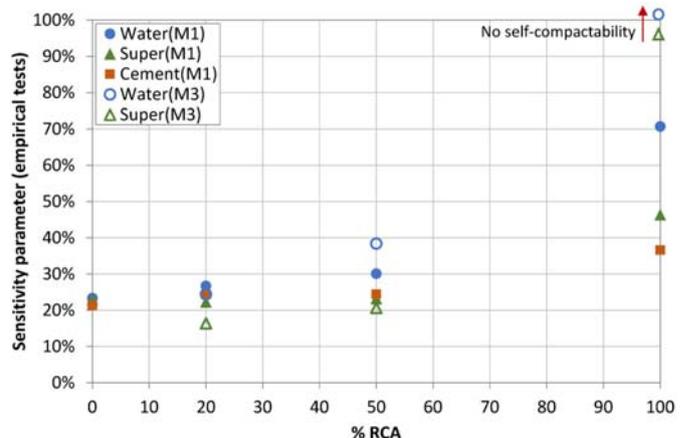
El hormigón autocompactante (HAC) es más sensible a pequeños cambios en los materiales constituyentes y en el método de producción que el hormigón vibrado, es decir, es menos robusto. En este trabajo se llevó a cabo un programa experimental para evaluar la robustez del HAC conteniendo áridos reciclados. Se estudiaron dos series de mezclas de HAC con diferentes porcentajes de árido grueso reciclado de hormigón (0%, 20%, 50% y 100%), una serie con el árido en condiciones secas y la otra incorporándolo en la amasadora con un 3% de humedad.

El análisis se centra en la capacidad del hormigón autocompactante reciclado (HACR) para mantener su trabajabilidad y sus propiedades reológicas a lo largo del tiempo cuando se introducen variaciones en el agua ($W = \pm 3\%$), en el superplastificante ($S = \pm 5\%$) y en el cemento ($C = \pm 3\%$). Para ello, se realizaron ensayos empíricos y reológicos a distintos tiempos desde el contacto cemento-agua.

En primer lugar, el análisis de la robustez del HACR se realizó a través del cálculo de parámetros de sensibilidad. Adicionalmente se efectuó una aproximación estadística para determinar qué ensayos proporcionan mayor sensibilidad cuando se evalúa la robustez del HACR.



Parámetros de sensibilidad de la viscosidad plástica (media de 15 y 45 minutos)



Parámetros de sensibilidad de ensayos empíricos (media de 15 y 45 minutos)

Ambos análisis mostraron que el principal parámetro que afecta a la robustez del HACR es el agua. Por otro lado, dado que el control del agua resulta más difícil en este hormigón debido a la mayor absorción del árido reciclado, su control debe ser más importante que en el HAC convencional y más importante que en el hormigón vibrado tradicional.

510. ESTUDIO DE LA TIXOTROPÍA Y LA ADHERENCIA ENTRE CAPAS DEL HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE RECICLADO

STUDY OF THIXOTROPY AND INTERLAYER BOND STRENGTH OF SELF-COMPACTING RECYCLED CONCRETE

Iris González Taboada. Universidade da Coruña. Estudiante de Doctorado. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. iris.gonzalez@udc.es

Belén González Fonteboa. Universidade da Coruña. Titular de Universidad. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. bfonteboa@udc.es

Juan Luis Pérez Ordóñez. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor. Ingeniero Informático. jlperez@udc.es

Sindy Seara Paz. Universidade da Coruña. Profesora Ayudante Doctora. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. gumersinda.spaz@udc.es

Gemma Rojo López. Universidade da Coruña. Estudiante de Doctorado. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. gemma.rojo@udc.es

Árido grueso reciclado de hormigón, hormigón autocompactante, reología, thixotropy, adherencia entre capas.

Recycled concrete coarse aggregate, self-compacting concrete, rheology, thixotropy, interlayer bond strength.

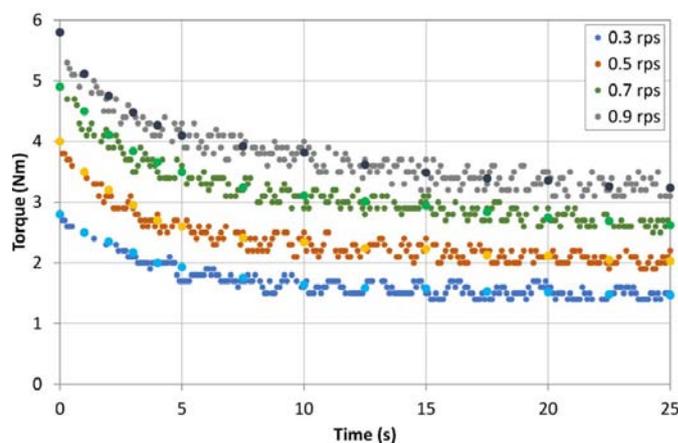
Este estudio se centra en el análisis del comportamiento tixotrópico del hormigón autocompactante (SCC) cuando se utiliza árido grueso reciclado de hormigón como sustituto de la misma fracción granulométrica de árido natural. Además, se evalúan la adherencia y permeabilidad al agua que pueden desarrollarse entre tongadas sucesivas de hormigón autocompactante reciclado (HACR) tras un cierto período de reposo.

Para este propósito, se estudiaron cuatro mezclas de HACR con 0%, 20%, 50% y 100% de árido grueso reciclado. Este árido se utilizó seco y se añadió una cantidad extra de agua durante el amasado para compensar su absorción a los 10 minutos (es decir, el 80% de su absorción a las 24 horas).

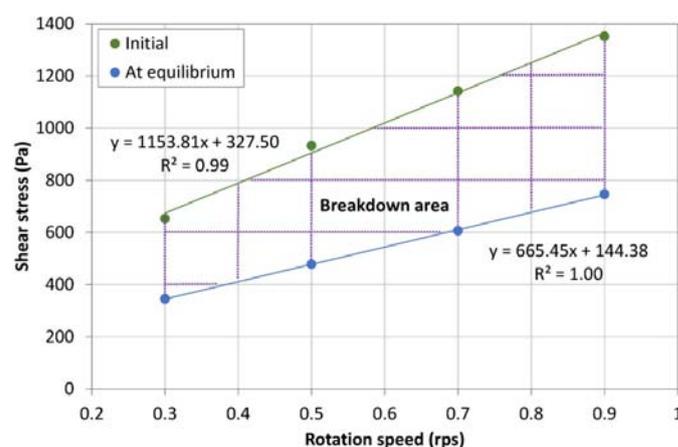
El estudio del grado de tixotropía del HACR se abordó utilizando varios métodos de ensayo y protocolos: curvas de ruptura estructural a diferentes velocidades de rotación, curvas de flujo de histéresis y tensión de flujo en reposo (también llamada tensión de flujo estática).

Adicionalmente se evaluó la influencia de la tixotropía en el comportamiento mecánico del HACR y el efecto de la reestructuración en reposo en la adherencia entre capas lo que permite conocer el riesgo del desarrollo de juntas frías en los HACRs. Se utilizaron los dos siguientes métodos: ensayos a flexión y ensayos de permeabilidad al agua. Los tiempos entre dos tongadas sucesivas de HACR fueron de 0, 15, 30 y 60 minutos.

De acuerdo a los resultados obtenidos, la incorporación de árido grueso reciclado de hormigón no provoca, cuando se tiene en cuenta su capacidad de absorción de agua en el protocolo de amasado, un incremento significativo de la velocidad de reestructuración y del grado de tixotropía en las mezclas de HACR. El HAC de referencia y las mezclas de HACR tienen similar tixotropía con tendencia a incrementarse ligeramente a medida que el porcentaje de sustitución aumenta. Esto se debe a las características particulares del árido reciclado (la evolución a lo largo del tiempo de su absorción de agua no compen-



Curvas de ruptura estructural de la mezcla SCRC100



Área de ruptura estructural de la mezcla SCRC100

sada y su contenido de finos, y su forma irregular y textura rugosa en menor medida). Este ligero incremento no tiene consecuencias significativas en la adherencia entre capas, tal y como revelan los resultados de los ensayos mecánicos. En este caso, se puede observar un comportamiento similar en todos los HACRs.

511. CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO EXPERIMENTAL CON HORMIGÓN EN MASA Y ÁRIDOS DE CONCHA DE MEJILLÓN

EXPERIMENTAL BUILDING FOUNDATION WITH MUSSEL SHELL AGGREGATE IN PLAIN CONCRETE

Carolina Martínez García. Universidade da Coruña. Estudiante de Doctorado. Graduada en Arquitectura Técnica. carolinamargar@gmail.com

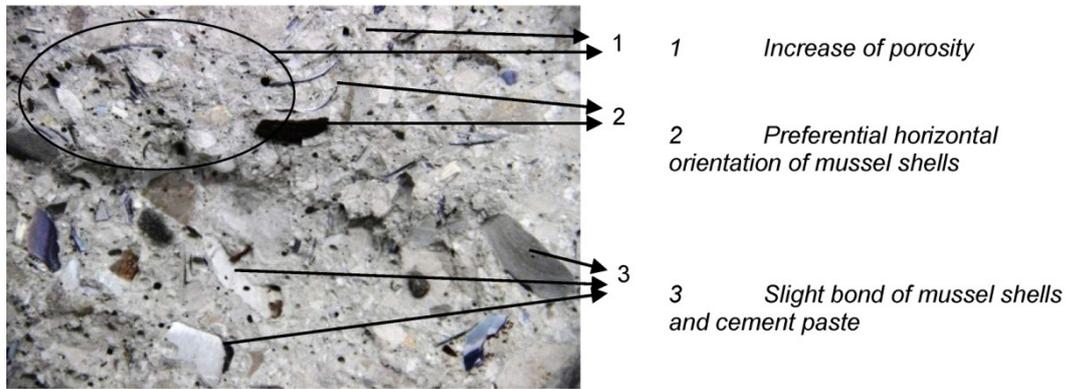
Belén González Fonteboa. Universidade da Coruña. Titular de Universidad. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. bfonteboa@udc.es

Diego Carro López. Universidade da Coruña. Profesora Contratada Doctora. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. dcarro@udc.es

Sindy Seara Paz. Universidade da Coruña. Profesora Ayudante Doctora. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. gumersinda.spaz@udc.es

Juan Luis Pérez Ordóñez. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor. Ingeniero Informático. jlperez@udc.es

Javier Prego Martínez. Extraco, SA. I+D Extraco, S.A. y Misturas, S.A. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. javiprego@gmail.com



Probeta de hormigón con concha de mejillón tras ensayo a tracción indirecta

Hormigón en masa, hormigón de limpieza, concha de mejillón, áridos de conchas marinas, edificio experimental.

Non-structural concrete, plain structural concrete, mussel shell, seashell aggregates, experimental building.

Galicia es uno de los principales productores de mejillones en conserva a nivel mundial. La concha supone un 33% del peso bruto del residuo, de tal manera que se puede afirmar que la industria conservera genera en Galicia unas 25.000 t de residuo de concha cada año. Estos residuos acaban en vertederos o se utilizan como fertilizante agrícola. El problema ambiental que esto genera es común a otros países, ya que son más de 40 países productores de moluscos bivalvos. Esto ha llevado en los últimos años al desarrollo de algunas investigaciones utilizando residuos de conchas marinas como material de construcción.

En el marco del proyecto de investigación "Valoración de las conchas de bivalvos gallegos en el ámbito de la construcción (BIOVALVO)", financiado por el programa FEDER Interconecta y desarrollado por la Universidad de A Coruña en colaboración con distintas empresas del sector de la construcción (EXTRACO SL, GALAICONTROL SL y SERUMANO SL), se plantea el uso de la concha de mejillón como sustitutivo del árido en hormigones.

En este estudio se trabajó con un hormigón de limpieza (HL) y un hormigón en masa estructural (HM) orientados a la construcción de la cimentación de un edificio experimental. Se diseñó la dosificación patrón de cada uno de ellos con material convencional y, a continuación, los correspondientes hormigones sustituyendo la arena convencional por arena de concha de mejillón triturada, en dos series: una primera remplazando la fracción fina del árido y una segunda remplazando la fracción gruesa. Se elaboraron un total de 15 mezclas.



Cimentación de hormigón con concha de mejillón

Tras la caracterización de los diferentes hormigones mediante los ensayos estandarizados de laboratorio, se puede concluir que, limitado por la consistencia y la resistencia a compresión el porcentaje de sustitución máximo de árido natural por árido de mejillón debería establecerse en el 25%.

Bajo dicha premisa se elaboró una dosificación viable, mezcla de las dos fracciones (arena y gravilla en un porcentaje de 12,5%), para la aplicación en la cimentación y solera de un edificio experimental construido con criterios de eficiencia energética y bajo impacto ambiental. Con el control de calidad de los hormigones ejecutados en el edificio, se confirma la viabilidad técnica de este material para su aplicación en la construcción.

512. REVESTIMIENTO EXTERIOR A BASE DE MORTEROS CON ÁRIDOS DE MEJILLÓN. APLICACIÓN EN UN EDIFICIO EXPERIMENTAL

COATING MORTARS WITH MUSSEL SHELL AS AGGREGATE. APPLICATION IN AN EXPERIMENTAL BUILDING

Carolina Martínez García. Universidade da Coruña. Estudiante de Doctorado. Graduada en Arquitectura Técnica. carolinamargar@gmail.com

Belén González Fonteboa. Universidade da Coruña. Titular de Universidad. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. bfonteboa@udc.es

Diego Carro López. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. dcarro@udc.es

Juan Luis Pérez Ordóñez. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor. Ingeniero Informático. jlperez@udc.es

Roberto Rodríguez Álvaro. Universidade da Coruña. Estudiante de Doctorado. Graduated in Architecture Técnica. roroal3@hotmail.com

José Millán Pérez. GALAICONTROL SL. Director del Laboratorio. Licenciado en Ciencias Químicas. jmillan@galaicontrol.com

Revestimiento, mortero de conchas marinas, mortero de cemento, mortero de cal aérea, concha de mejillón.

Coatings, seashell mortar, cement mortar, aerial lime mortar, mussel shell.

En Galicia, la acuicultura y la industria conservera son sectores de gran relevancia que generan cada año importantes beneficios económicos y mantienen miles de puestos de trabajo. Sin embargo el sector produce una gran cantidad de residuos, de entre los cuales destacan, por su volumen, las conchas de bivalvos. Galicia genera anualmente miles



Arena con concha de mejillón gruesa y fina



de toneladas de residuo de concha que, en su mayoría, acaban depositadas en vertedero provocando un importante impacto ambiental.

En los últimos años se han llevado a cabo estudios científicos que avalan la posibilidad de utilización de las conchas en diversos sectores, entre ellos el de la construcción. En algunos de estos estudios se analizan las posibilidades de utilización de las conchas de diferentes bivalvos y moluscos en la fabricación de morteros de cemento. Los áridos resultantes de machacar estas conchas se han utilizado sustituyendo a la arena natural en distintos porcentajes, concluyéndose que la fluidez, la densidad y la resistencia a compresión disminuyen cuando aumenta el porcentaje de árido de concha empleado.

En este estudio se analiza el comportamiento de morteros de revestimiento con sustitución de arena natural por arena de concha de mejillón en porcentajes del 25%, 50%, 75% y 100%. Para ello se diseñan morteros patrón (0% de concha de mejillón) con dos ligantes, cemento, por tratarse de uno de los materiales más extendidos en la construcción convencional y la cal aérea, por ser un material de menor impacto ambiental.

En el estudio se analiza el comportamiento de los morteros a través de diversas propiedades, densidad, consistencia y resistencia a com-



Mortero de revestimiento con arena de mejillón

presión a diferentes edades, concluyéndose que la forma plana y acicular de las partículas, la composición y la absorción de agua de las mismas, son las responsables de las variaciones en las propiedades de la mezclas.

Las mezclas estudiadas se aplican con viabilidad técnica en un edificio experimental construido con criterios de bajo consumo energético y bajo impacto ambiental.

513. RECUPERACIÓN DE DEFORMACIÓN DE LOS HORMIGONES RECICLADOS TRAS CARGA AXIAL SOSTENIDA

RECOVERY STRAIN OF RECYCLED CONCRETES AFTER SUSTAINED AXIAL LOAD

Belén González Fonteboa. Universidade da Coruña. Profesora Titular.

Ingeniera de Caminos. bfonteboa@udc.es

Sindy Seara Paz. Universidade da Coruña. Profesora Ayudante Doctora.

Ingeniera de Caminos. gumersinda.spaz@udc.es

Julia Vidal Suárez. Universidade da Coruña. Ingeniera de Caminos.

j.vidal@udc.es

Fernando Martínez Abella. Universidade da Coruña. Catedrático

de Universidad. Ingeniero de Caminos. fmartinez@udc.es

Iris González Taboada. Universidade da Coruña. Investigadora

Predocctoral Xunta de Galicia. Ingeniera de Caminos.

iris.gonzalez@udc.es

Hormigón reciclado, recuperación de deformación instantánea, recuperación de deformación diferida, recuperación de fluencia, coeficiente de fluencia.

Recycled concrete, short-term recovery strain, long-term recovery strain, recovery creep, creep coefficient.

En este estudio se aborda el análisis de la recuperación de deformaciones en los hormigones reciclados tras 1.300 días de carga axial sostenida ($\leq 0,4$ fc). Con el objetivo de evaluar la recuperación de deformaciones instantáneas y diferidas en hormigones fabricados con diferentes porcentajes de sustitución de árido grueso natural por reciclado, se empleó un hormigón con relación a/c 0.65 y cuatro porcentajes de sustitución: 0% (hormigón de control), 20%, 50% y 100%. De esta forma, se analizaron cuatro hormigones diferentes denominados H65-0, H65-20, H65-50 y H65-100.

El desarrollo de este trabajo se lleva a cabo como continuación de estudios previos sobre hormigón reciclado donde se analizaron las

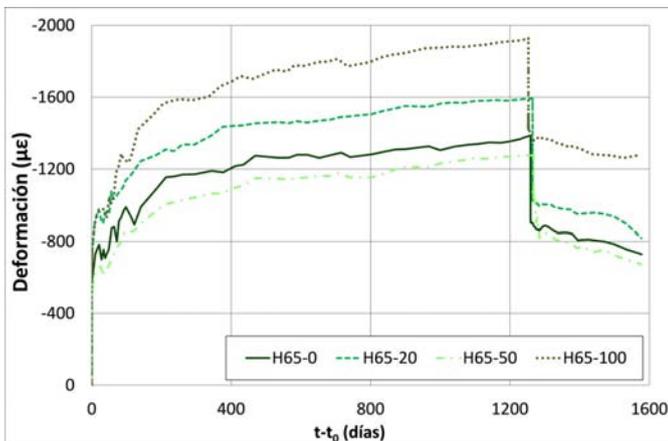


Probetas de hormigón tras descarga

deformaciones instantáneas y diferidas sobre probetas fabricadas con distintos porcentajes de sustitución y sometidas a niveles de tensión dentro del rango de fluencia lineal. Tras 1.300 días de carga sostenida se realizó la descarga, que permitió registrar las deformaciones de recuperación en los hormigones de estudio y evaluar los coeficientes de fluencia en recuperación de los hormigones de estudio.

El registro de las deformaciones tras la descarga se llevó a cabo mediante galgas de hormigón colocadas en las probetas. Se obtuvieron, en primer lugar, las deformaciones de recuperación instantánea registradas inmediatamente después de la descarga. A continuación, durante 300 días, se registraron medidas correspondientes a las deformaciones de recuperación diferidas con las que se realizó el análisis de recuperación de fluencia y coeficientes de fluencia en recuperación.

Los resultados obtenidos permiten evaluar las diferencias entre hormigones reciclados y convencionales en cuanto a la capacidad de recuperación de deformaciones instantáneas y diferidas. Se analizaron además, los coeficientes de fluencia en recuperación de estos hormigones.



Historia de deformaciones en las probetas de hormigón

514. RECUPERACIÓN DE FLECHAS EN HORMIGONES RECICLADOS ESTRUCTURALES

RECOVERY DEFLECTIONS OF STRUCTURAL RECYCLED CONCRETES

Sindy Seara Paz. Universidade da Coruña. Profesora Ayudante Doctora. Ingeniera de Caminos. gumersinda.spaz@udc.es

Belén González Fonteboa. Universidade da Coruña. Profesora Titular. Ingeniera de Caminos. bfonteboa@udc.es

Fernando Martínez Abella. Universidade da Coruña. Catedrático de Universidad. Ingeniero de Caminos. fmartinez@udc.es

Juan Luis Pérez Ordóñez. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor. Ingeniero Informático. jlper@udc.es

Javier Eiras López. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor. Ingeniero de Caminos. jeiras@udc.es

Hormigón reciclado, viga armada, proceso de descarga, recuperación de flecha instantánea, recuperación de flecha diferida.

Recycled concrete, reinforced beam, unloading process, short-term recovery deflection, long-term recovery deflection.

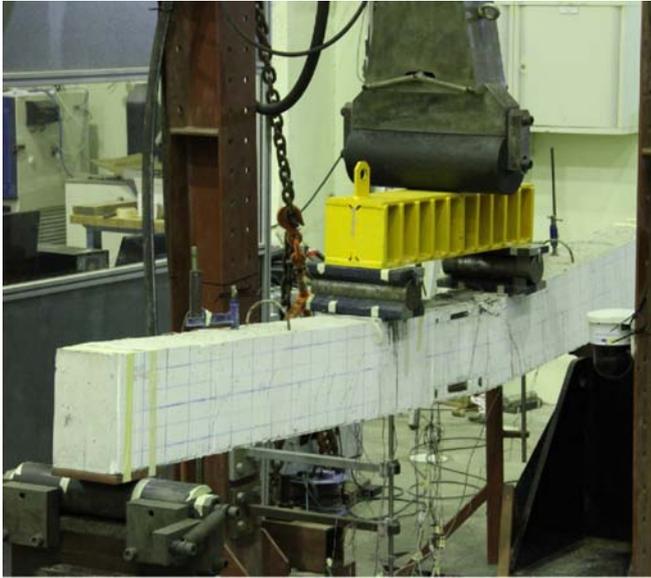
Este estudio aborda el análisis de la recuperación de flechas instantáneas y diferidas en hormigones reciclados fabricados con diferentes porcentajes de sustitución de árido grueso natural por reciclado. Para ello, se emplearon cuatro hormigones diferentes: uno con el 0% de árido reciclado como hormigón de control y tres hormigones reciclados con porcentajes de sustitución del 20%, 50% y 100%. Todos ellos se diseñaron con una relación a/c de 0,65. Con estos hormigones, denominadas H65-0, H65-20, H65-50 y H65-100, se fabricaron cuatro vigas armadas para su análisis a flexión.

Durante la fase de carga, las vigas se sometieron a carga sostenida mediante un sistema de flexión en cuatro puntos que generaba un vano central de flexión constante donde se realizó el registro de flechas. La carga aplicada producía una tensión máxima en la fibra más comprimida de la sección central de la viga dentro del rango elástico del hormigón ($\leq 40\%$ fc). Tras 1300 días de carga sostenida se llevó a cabo la descarga de las vigas.

Durante el proceso de descarga se realiza el registro de recuperación de flechas instantáneas, y posteriormente se llevan a cabo las medidas de recuperación de flecha diferida durante 300 días. Finalmente, las



Vigas tras descarga. Registro de recuperación de flechas



Ensayo a flexión de vigas pre-fisuradas tras recuperación de deformación

vigas se someten a rotura mediante un ensayo de flexión en cuatro puntos con un sistema de carga similar al aplicado durante la fase de carga sostenida. De nuevo, se realiza el registro de flechas durante la rotura de las vigas pre-fisuradas. En todas las fases de ensayo, el registro de flechas se realiza mediante un transductor de desplazamiento situado en la sección central de la viga.

Los resultados obtenidos permiten evaluar las diferencias entre hormigones reciclados y convencionales en lo referente a recuperación de flechas, capacidad de recuperación de flechas instantáneas y diferidas tras 300 días de recuperación, y análisis de flechas bajo cargas incrementales hasta rotura de las vigas pre-fisuradas.

515. ESTUDIO A FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO RECICLADO. ANÁLISIS DE FISURACIÓN

FLEXURAL STUDY OF REINFORCED RECYCLED CONCRETE BEAMS. CRACKING ANALYSIS

Sindy Seara Paz. Universidade da Coruña. Profesora Ayudante Doctora. Ingeniera de Caminos. gumersinda.spaz@udc.es

Belén González Fonteboa. Universidade da Coruña. Profesora Titular. Ingeniera de Caminos. bfonteboa@udc.es

Javier Eiras López. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor. Ingeniero de Caminos. jeiras@udc.es

Juan Luis Pérez Ordóñez. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor. Ingeniero Informático. jlperez@udc.es

Diego Carro López. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor. Ingeniero de Caminos. dcarro@udc.es

Hormigón reciclado, vigas armadas, ensayo a flexión, fisuración, adherencia.

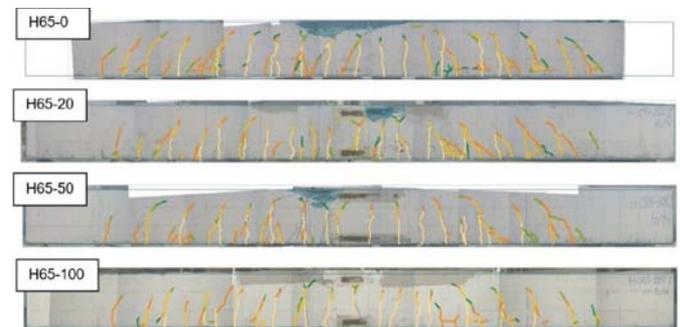
Recycled concrete, reinforced beams, flexural test, cracking, bond behaviour.

Este trabajo aborda el análisis de la fisuración en vigas armadas de hormigón reciclado estructural ensayadas a flexión hasta rotura. Para ello se diseñaron hormigones con una relación a/c de 0,65 y cuatro porcentajes de sustitución de árido grueso natural por reciclado: 0% (hormigón de control), 20%, 50% y 100%. Se obtienen de esta forma, cuatro vigas denominadas V0, V20, V50 y V100 y sus correspondientes probetas para la caracterización del hormigón.

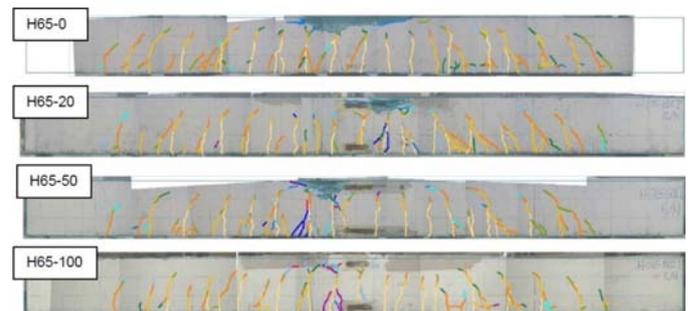
Las vigas se sometieron a cargas incrementales hasta rotura en control por desplazamiento mediante un ensayo a flexión en cuatro puntos que generó un vano central de flexión constante. Para el desarrollo del ensayo, se dispusieron galgas de acero en la armadura y de hormigón en el vano central de la viga que permitieron determinar los momentos y deformaciones en fisuración, servicio, plastificación y rotura. Por último, se realizó un mapa de fisuras sobre las vigas en los diferentes escalones de carga aplicados durante el ensayo.

Mediante los mapas de fisuras se obtuvieron experimentalmente las separaciones máximas entre fisuras. Debido a la configuración del ensayo, el ancho de fisura se obtuvo empleando la separación máxima entre fisuras y las deformaciones registradas experimentalmente por las galgas situadas en el hormigón y acero en la sección central de cada viga. Los resultados experimentales fueron analizados y comparados con sus valores teóricos calculados con las expresiones normativas actuales para hormigones convencionales. Por último, se obtuvieron los ratios "valor teórico/valor experimental" de la separación entre fisuras y ancho de fisura con el fin de evaluar la bondad de las expresiones normativas para el cálculo de fisuración en hormigones reciclados.

Las diferencias obtenidas en este estudio se analizaron teniendo en cuenta las singularidades del hormigón reciclado, evaluando la influencia de su peor comportamiento adherente y su mayor deformabilidad en comparación con los hormigones convencionales.



Mapa de fisuras de las vigas al 50% del momento último



Mapa de fisuras de las vigas en rotura

525. RELAJACIÓN TENSIONAL EN CABLES DE ALEACIONES CON MEMORIA DE FORMA NI-TI-NB

STRESS RELAXATION OF NI-TI-NB SHAPE MEMORY ALLOY WIRES

Fernando Varela Puga. Universidade da Coruña. Investigador. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. f.varela.puga@udc.es

Joan Maria Rius Gibert. Universitat de les Illes Balears. Doctorando. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. joan.rius@uib.es

Manuel F. Herrador. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor. Dr Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mherrador@udc.es
 Antoni Cladera Bohigas. Universitat de les Illes Balears. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. antoni.cladera@uib.es

Fernando Martínez Abella. Universidade da Coruña. Catedrático de Universidad. Ingeniero de Caminos. fmartinez@udc.es

Carlos Ribas González. Universitat de les Illes Balears. Profesor Colaborador. carlos.ribas@uib.es

Aleaciones con memoria de forma, relajación, ensayos, ley de comportamiento, Ni-Ti-Nb.

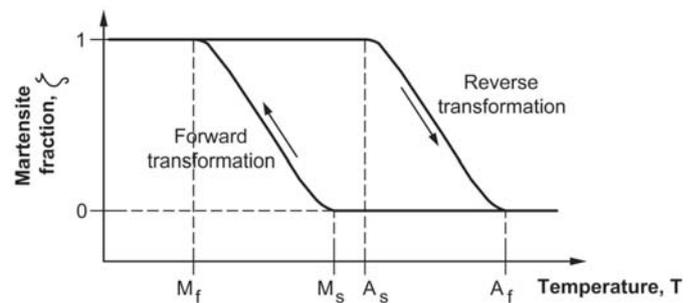
Shape memory alloys, relaxation, tests, behavior law, Ni-Ti-Nb.

En la actualidad se está abriendo una prometedora línea de investigación y desarrollo en la rama de la ingeniería civil basada en la utilización de aleaciones con memoria de forma (AMF). Estas investigaciones están especialmente dirigidas a la consecución de técnicas de refuerzo de estructuras de hormigón para aumentar su vida útil.

Las propiedades que hacen especiales a este tipo de aleaciones (memoria de forma, superelasticidad y capacidad de amortiguación) se rigen por el fenómeno de transformación martensítica (reestructuración molecular sin difusión). Resulta de especial interés para la reparación de estructuras la propiedad de memoria de forma: a través de un aporte de energía (calor) el material puede volver a una forma predeterminada (activación), lo que le confiere capacidad para pretensar un elemento. En este contexto resulta imprescindible conocer el comportamiento macroscópico de estos materiales, alzándose como uno de los puntos clave el análisis macroscópico de pérdida de tensiones tras la activación de un elemento de AMF. Hasta la fecha este comportamiento únicamente ha sido estudiado a nivel atómico.



Montaje de los ensayos de relajación sobre cables de Ni-Ti-Nb



Curva de histéresis térmica en AMF

Se debe destacar que no todas las aleaciones con memoria de forma se comportan de la misma manera. Su curva de histéresis resulta de gran importancia para una aplicación viable de las AMF, pues condiciona el rango térmico de actuación, resultando más favorables las aleaciones con una curva más amplia. Debido a esto no es casualidad la utilización de una aleación de Ni-Ti-Nb, cuya curva de histéresis térmica permite que tras la transformación martensítica debida a la aplicación de calor el fenómeno no se revierta al volver a bajas temperaturas (entre $-45\text{ }^{\circ}\text{C}$ y $50\text{ }^{\circ}\text{C}$).

El trabajo presentado en este documento pretende, mediante sus resultados acerca del comportamiento tensional en elementos de Ni-Ti-Nb, dar un paso firme hacia la utilización de aleaciones de materiales con memoria de forma. Se aportan para ello datos empíricos acerca de la relajación de tensiones de estos materiales, comportamiento de vital importancia a la hora de reforzar una estructura, concluyéndose que refuerzos resultan viables con este tipo de materiales.

527. APLICABILIDAD DEL POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD REFORZADO CON FIBRA DE VIDRIO EN ESTRUCTURAS DE INGENIERÍA CIVIL

APPLICABILITY OF GLASS-FIBER-REINFORCED HIGH DENSITY POLYETHYLENE IN CIVIL ENGINEERING STRUCTURES

Manuel F. Herrador. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mherrador@udc.es
 J. Antonio González Mejjide. TEMHA, S. L.-Universidade da Coruña. Ingeniero/Profesor Asociado. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mejjide@temha.com

Francisco Saavedra Calo. Construcciones López Cao, S.L. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fsaavedra@lopezcao.com

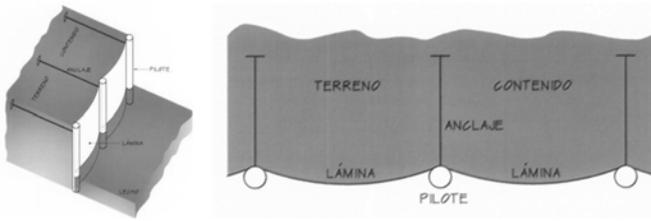
Ismael Vieito Raña. Universidade da Coruña. Investigador. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ismael.vieito@udc.es

Gemma Rojo López. Universidade da Coruña. Investigadora. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. gemma.rojo@udc.es

Durabilidad, PEAD, PRFV, estructura portuaria.

Durability, HDPE, GFRP, port infrastructure.

La evolución y desarrollo realizados sobre los materiales poliméricos reforzados con fibra a base de matriz termoendurecida ha permitido su progresiva implantación tanto en la ingeniería civil como en la edificación, siendo de especial utilidad en aquellas aplicaciones en las que presentan una buena competitividad con respecto al precio, así como una especial adaptación por sus propiedades en las que destacan, fundamentalmente, su reducido peso y su elevada durabilidad en am-



Vista general y planta del modelo conceptual de un dique

bientes agresivos. Un campo de actuación en el que su implantación presenta una serie de ventajas es en instalaciones marítimo-portuarias, en las que tanto el hormigón como el acero empleado están sometidos a un ambiente agresivo que pueden comprometer la durabilidad de estos materiales. El agua salada es un ambiente especialmente agresivo con el acero, obligando a utilizar mayores recubrimientos de hormigón y con ello un mayor coste. Por otro lado, el hormigón es atacado químicamente por otros componentes presentes en el agua salada, así como biológicamente por organismos. Asimismo, la posibilidad de emplear productos prefabricados facilita su construcción así como también se reducen los plazos de ejecución.

En el presente documento se estudia el uso de un PRF con matriz de polietileno de alta densidad y refuerzo de fibra corta de vidrio para su uso como material estructural en elementos sometidos a tracciones a lo largo de su directriz (funicular de cargas). Se estudian dos configuraciones de refuerzo diferentes según su porcentaje: contenido del 20% de fibras y del 40% de fibras. Con el fin de reproducir las diferentes condiciones a las que se sometería el material en una instalación portuaria, se realizan ensayos a tracción a una velocidad base de 2 mm/min ($1,7 \times 10^{-2} \text{ s}^{-1}$) según norma, y también a 1/10, 1/100 y 1/1000 de dicha velocidad, y a temperatura ambiente, 40 °C y 60 °C. También se realizan ensayos de absorción de agua tras inmersión en agua potable y en agua marina sintética, con el fin de caracterizar la posible pérdida de resistencia tras diferentes períodos de inmersión. Se realizaron también ensayos de fluencia (alargamiento bajo carga constante) a temperatura ambiente y 40 °C.

Como conclusión del estudio, se presenta un resumen de las condiciones bajo las cuales el material propuesto se consideraría apto para su aplicación a una estructura portuaria, como la construcción de láminas de contención de tierras arriostadas por otros elementos convencionales.



Probetas de polietileno reforzado con fibra de vidrio ensayadas a diferentes velocidades

528. ESTUDIO DEL POLÍMERO REFORZADO DE FIBRA DE VIDRIO (PRFV) COMO MATERIAL ESTRUCTURAL EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO SOMETIDOS A TRACCIÓN

STUDY OF GLASS FIBER REINFORCED POLYMER (GFRP) AS A STRUCTURAL MATERIAL IN REINFORCED CONCRETE ELEMENTS SUBJECTED TO PURE TENSILE EFFORTS

Manuel Paredes G. Universidade da Coruña. Investigador. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. manuel.paredes@udc.es
 Manuel F. Herrador. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mherrador@udc.es
 Ismael Vieito Raña. Universidade da Coruña. Investigador. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ismael.vieito@udc.es
 Javier Eiras-López. Universidade da Coruña. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jeiras@udc.es
 Fernando Varela Puga. Universidade da Coruña. Investigador. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. f.varela.puga@udc.es

Resistencia a tracción, hormigón armado, depósitos de agua, PRFV.

Tensile strength, reinforced concrete, water tanks, GFRP.

A lo largo de los últimos años los materiales compuestos han ido ganando terreno en diferentes sectores tecnológicos debido, fundamentalmente, a las propiedades que ellos presentan, entre las que se pueden destacar su elevada resistencia, tanto mecánica como química, y su reducido peso. Su uso en sectores como la aeronáutica o la automoción ya es común desde hace años, sectores en los que las prestaciones mecánicas que presenta un material llegan a priorizar por encima de su coste. Por contra, en el sector de la construcción se está abriendo camino a un ritmo mucho menor. Los procesos de reparación o de ampliación de antiguas infraestructuras actualmente en servicio permitieron en gran medida la incursión de los materiales compuestos en la obra civil, mientras que no se ha tenido en cuenta como material estructural en el diseño de obra nueva. Su uso en el sector de la construcción se ha centrado en los últimos años principalmente en dos campos, el refuerzo de elementos estructurales de hormigón armado sometidos a solicitaciones de flexión y frente a solicitaciones de compresión. Se han realizado numerosos estudios sobre la utilización de los materiales compuestos como refuerzo de elementos de hormigón ante solicitaciones de flexión y de compresión, habiendo incluso normativa al respecto (ACI 440.2R-02). En cambio, no se le ha presta-



Fisuración de una probeta de hormigón revestida de PRFV en ensayo de tracción

do el mismo interés a la utilización de los materiales compuestos como refuerzo de elementos estructurales de hormigón armado sometidos a esfuerzos de tracción pura.

En el presente documento se analiza detalladamente la influencia de un refuerzo exterior de materiales compuestos, en este caso PRFV, sobre elementos estructurales de hormigón armado sometidos a solicitaciones de tracción pura. Se estudia la utilización del refuerzo exterior de PRFV en estructuras ya existente con el fin de realizar posibles reparaciones o ampliaciones del servicio prestado, así como material estructural en el diseño de nuevos elementos. De esta forma se obtiene una reducción de las cuantías de hormigón y acero empleado, materiales más susceptibles al ataque de agentes químicos y biológicos. Finalmente, se analiza su uso en depósitos de agua de planta circular, estructura en la que se generan tensiones de tracción en dirección circunferencial, y cuya utilización favorece, además, a la impermeabilización del mismo.

534. MITIGACIÓN DE LA VIBRACIÓN DE UNA ESTRUCTURA FOTOVOLTAICA DEBIDA A LA ACCIÓN DEL VIENTO MEDIANTE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

VIBRATION MITIGATION OF A PHOTOVOLTAIC STRUCTURE DUE TO THE WIND EFFECT BY TUNED MASS DAMPERS

José Manuel López Collantes. Oritia & Boreas. Ingeniero de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. lopezcollantes@oritaiyboreas.com
 José María Terrés Nícoli. Universidad de Granada/Oritia & Boreas. CEO. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jterres@ugr.es
 Christian Mans. Oritia & Boreas. COO. PhD, Civil Engineering. mans@oritaiyboreas.com

Amortiguador de masa sintonizada, parques solares, vibración de placas.

Tuned mass dampers, solar parks, plate vibration.

La profundización en el conocimiento de ingeniería de estructuras, el avance tecnológico y la optimización de los recursos impulsa el desarrollo de estructuras cada vez más ligeras, flexibles y esbeltas. Este hecho las hace más susceptibles de sufrir fenómenos de vibraciones excesivas ante cargas dinámicas.

En relación a los sistemas de energía solar fotovoltaica, recientemente se ha asociado la pérdida de su rendimiento a la micro-fisuración de las células que componen los módulos. Su más probable causa es la tensión mecánica debida a las vibraciones del sistema por efecto de la acción del viento. Ante la necesidad de solucionar esta problemática, el presente estudio se centra en atenuar la respuesta estructural ante la acción del viento para minimizar la tensión mecánica en las células. Con este objetivo, se propone una metodología de cálculo dinámico de la respuesta del sistema, fundamentada en el análisis modal realizado mediante elementos finitos. La carga dinámica debida a la acción del viento se introduce a través de los ensayos de un modelo a escala en un túnel del viento de capa límite. La atenuación de la vibración estructural requiere amortiguar la vibración de los modos excitados por la acción del viento. Para identificar estos modos es necesario resolver el sistema de ecuaciones diferenciales de equilibrio dinámico. Para ello se emplean las coordenadas normales, ya que el valor de la coordenada modal asociada con cada modo de vibración proporciona la magnitud de su contribución a la respuesta del sistema. A partir de la consideración de la respuesta obtenida, se procede el cálculo de un sistema de disipación de la respuesta mediante amortiguadores de masa sintonizada.

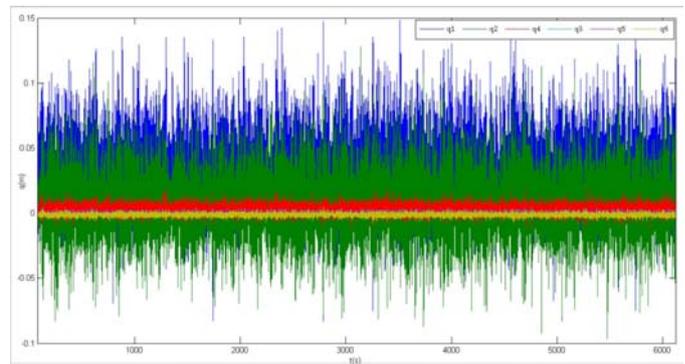


Figura 1. Series temporales de la respuesta del sistema en función de la configuración del TMD

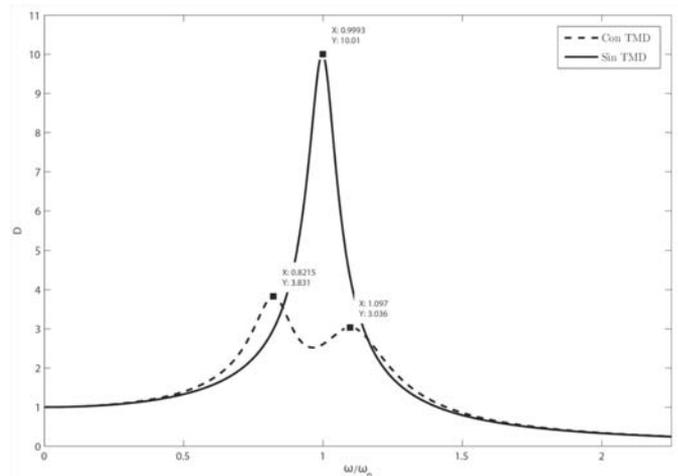


Figura 2. Función de transferencia mecánica del sistema con y sin amortiguamiento con TMD

La metodología propuesta se aplicó a una estructura real, una planta fotovoltaica con seguimiento de eje horizontal, para la cual se acometió la reducción de su respuesta actuando sobre los modos de vibración más significativos. En la figura 1 se representa la contribución de los seis primeros modos de vibración a la respuesta dinámica de la estructura.

Resolviendo el sistema de ecuaciones diferenciales del movimiento para el conjunto estructura principal-TMD y optimizando los parámetros de diseño de los TMDs, se obtuvo la atenuación mostrada en la figura 2.

La metodología propuesta para la identificación y atenuación de vibraciones a causa del viento puede ser aplicada a cualquier otra tipología estructural.

540. NUEVA METODOLOGÍA DE DISEÑO DE HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO

NEW METHODOLOGY TO DESIGN SELF-COMPACTING STEEL-FIBRE REINFORCED CONCRETE

Ángel de la Rosa Velasco. Universidad de Castilla-La Mancha. Investigador. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Angell.Rosa@alu.uclm.es

Elisa Poveda Bautista. Universidad de Castilla-La Mancha. Profesora Ayudante Doctora. Dra. Ingeniera Industrial. elisa.poveda@uclm.es
 Héctor Cifuentes Bulté. Universidad de Sevilla. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero Industrial. bulte@us.es

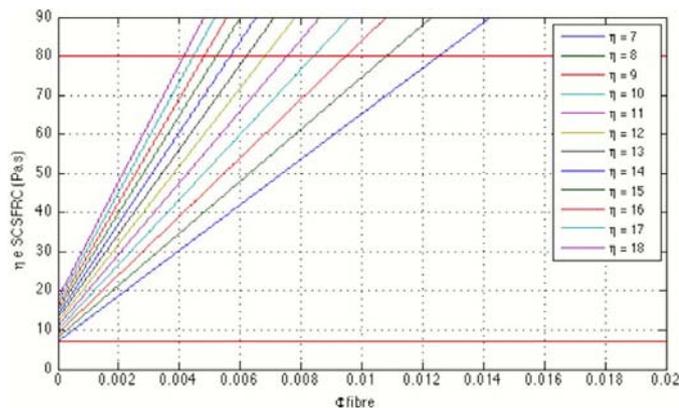
Gonzalo Ruiz López. Universidad de Castilla-La Mancha. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Gonzalo.Ruiz@uclm.es

Hormigón autocompactante reforzado con fibras de acero, metodología de diseño, reología, viscosidad plástica, resistencia a compresión.

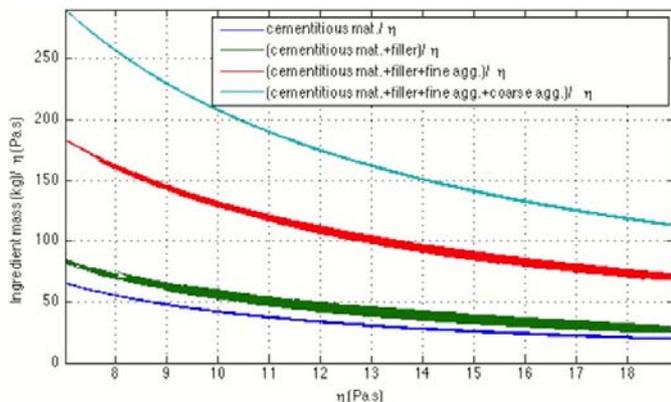
Self-compacting steel-fibre reinforced concrete, mix design, rheology, plastic viscosity, compressive strength.

Se presenta una metodología de diseño de hormigón autocompactante reforzado con fibras de acero (HACRFA) basada en la resistencia a compresión y en la viscosidad plástica efectiva buscadas para dicho hormigón. Además, se incorporan los valores de la fracción en volumen de fibra y esbeltez como datos necesarios para implementar el método. Se trata de un procedimiento sencillo y útil ya que mediante unas cartas de diseño se calculan las proporciones de los diferentes componentes del HACRFA.

Su fundamento parte de la propuesta de diseño para hormigón autocompactante (HAC) desarrollada y validada experimentalmente por Abo Dhaheer et al. (Journal of Sustainable Cement-Based Materials 5(4): 199-216, 217-232, 2016), basada en los valores de resistencia a compresión y viscosidad plástica deseados, y se adapta para la incorporación de fibra de acero por medio de la ecuación obtenida por Ghanbari y Karihaloo (Cement and Concrete Research 39: 1209-1216,



Volumen d Carta de diseño para calcular la viscosidad plástica del HAC base según la fracción



Carta de diseño para calcular las cantidades de materiales constituyentes del HAC base según su viscosidad

2009), que aproxima con precisión el valor de la viscosidad plástica efectiva del HACRFA.

A partir de modelos constitutivos micromecánicos se puede estimar el valor de la viscosidad plástica efectiva del HACRFA por medio de la viscosidad plástica de la pasta de cemento. Ésta se puede medir fácilmente utilizando instrumentos de bajo coste, como un viscosímetro capilar, aunque aquí la presentamos tabulada para diferentes tipologías de cemento, adiciones y relaciones agua-materiales cementíceos.

Las ecuaciones implicadas en el procedimiento conducen a unas cartas de diseño de fácil interpretación y uso que permiten establecer las cantidades de componentes del hormigón. Así, una vez seleccionada la tipología de fibra de acero, a cada resistencia a compresión buscada le corresponden dos cartas: en la primera (fig. 1) se calcula la viscosidad plástica de un HAC base, al que se añadirán las fibras, con el dato de la viscosidad plástica efectiva objetivo del HACRFA y la fracción en volumen de fibra a emplear; a través de la segunda carta (fig. 2) y con el valor obtenido previamente de viscosidad plástica del HAC base, se calculan las cantidades de sus componentes. Las cartas de diseño son específicas para cada resistencia a compresión objetivo. Las mostradas en las figuras corresponden a un hormigón de 60 MPa. Además, esta metodología asume que la resistencia a compresión en un hormigón reforzado con fibras no cambia significativamente para cuantías bajas de fibra, lo cual es cierto, según el tipo de fibra, hasta aproximadamente un 1% en volumen.

541. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE DEL HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO

ASSESSMENT OF THE SHEAR STRENGTH OF STEEL FIBRE-REINFORCED CONCRETE

Marcos García Alberti. Universidad Politécnica de Madrid. Profesor Ayudante Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. marcos.garcia@upm.es

Alejandro Enfadaque Díaz. Universidad Politécnica de Madrid. Profesor Contratado Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. alejandro.enfadaque@upm.es

Jaime C. Gálvez Ruiz. Universidad Politécnica de Madrid. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jaime.galvez@upm.es

Álvaro Picazo Irazo. Universidad Politécnica de Madrid. Profesor Titular de Escuela Universitaria. Máster Edificación. a.picazo@upm.es

Hormigón reforzado con fibras de acero, cortante, resistencia residual a flexión, ensayos push-off, vídeo-extensometría.

Steel fiber reinforced concrete, shear strength, flexural strength, uniaxial tests, digital image correlation.

El hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA) es un material empleado habitualmente en elementos constructivos como pueden ser soleras, losas, dovelas o revestimientos de túneles. El refuerzo con fibras mejora las características resistentes del hormigón, especialmente bajo solicitaciones de tracción y flexión. Además, su comportamiento tras la aparición de fisuras, proporciona mejoras en cuanto a la durabilidad y permite controlar la fisuración por retracción. Estas características permiten el uso del HRFA en aplicaciones de carácter estructural, donde muestra un elevado rendimiento bajo esfuerzos de tracción y flexión. Los ensayos más comúnmente realizados para evaluar la aptitud estructural de un HRFA son los de resistencia a la flexión por tracción. Los resultados de resistencia residual en dichos ensayos son los que evalúan si la contribución de las fibras puede ser tenida en cuenta en el cálculo estructural siguiendo la normativa existente,



Figura 1. Probeta de hormigón reforzado con fibras dispuesta para el ensayo tipo "push-off"

EHE-08 o Model Code 2010. Sin embargo, debido a los diferentes tipos de esfuerzos a los que tiene que hacer frente un material estructural, resulta necesario conocer su comportamiento no solo bajo solicitaciones tracción y flexión, sino incluir también otras solicitaciones como el cortante. Esta comunicación presenta los resultados experimentales de distintos tipos de HRFA sometidos a cortante en ensayos realizados con probetas PRISMÁTICAS con doble entalla y sujetos a carga tipo "push-off", como la que muestra la figura 1. La instrumentación tradicional de los ensayos se complementó con técnicas de video-extensometría mediante cámaras de alta definición para estudiar la fisuración de las probetas desde su inicio hasta su propagación final. Para reforzar el hormigón se emplearon fibras de acero con extremos conformados en patillas de dos longitudes, 35 y 50 mm. Las cuantías de fibras utilizadas fueron de 26 y 70 kg/m³. Para evaluar la posible mejora que puede producirse en los HRFA, debido a la mejor orientación de las fibras que tiene lugar en hormigones autocompactantes (HAC), se fabricaron dos tipos de HAC con las dosificaciones de fibras anteriormente citadas. Los ensayos mostraron cómo un mayor contenido de fibras produce una mejora en las resistencias pico de los ensayos realizados, así como curvas de descarga residuales como se muestran en la figura 2. El análisis de video-extensometría permitió analizar la fi-

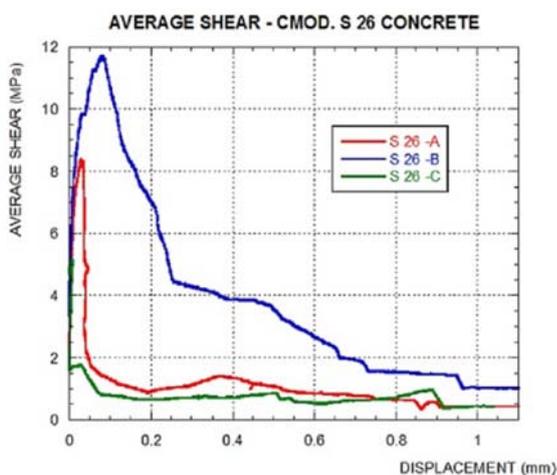


Figura 2. Curvas cortante. Desplazamiento de tres probetas de hormigón reforzado con fibras de acero

suración de las probetas e identificar las cargas y deformaciones a las cuales ésta se inicia.

550. DISEÑO DURABLE DEL HORMIGÓN. ESTRATEGIA PARA LA PREVENCIÓN DE LA REACCIÓN ÁRIDO-ÁLCALI

DURABLE DESIGN OF THE CONCRETE. STRATEGY TO PREVENT THE ALKALI-AGGREGATE REACTION

Esperanza Menéndez Méndez. Instituto de Ciencias de Construcción Eduardo Torroja. Responsable Unidad Ensayos Químicos y Físico-Químicos. Dra. Ingeniera Industrial. emm@ietcc.csic.es

Beatriz Aldea Ballano. Instituto de Ciencias de Construcción Eduardo Torroja. Ingeniera Técnica Industrial. Ingeniera Técnica Industrial. beaaldea@ietcc.csic.es

Ricardo García-Roves Loza. Instituto de Ciencias de Construcción Eduardo Torroja. Ingeniero de Minas. ricardo@ietcc.csic.es

Reacción árido-álcali, prevención, ensayos, durabilidad, hormigón.

Alkali-aggregate reaction, prevention, tests, durability, concrete.

Las alteraciones en estructuras de hormigón, debido a reacciones expansivas tipo reacción árido-álcali, afecta aproximadamente al 10-15% de éstas. En España los áridos son generalmente de reacción lenta, pudiendo aparecer las alteraciones transcurridos más de 20 años, desde la ejecución del hormigón.

Una adecuada estrategia de diseño de hormigones permite prevenir la aparición de este fenómeno, obteniendo hormigones durables. Esta estrategia se basa en analizar los componentes, teniendo en cuenta todos los aspectos que inciden en el desarrollo de la reacción árido-álcali. En cuanto a los componentes, los cementos influyen fundamentalmente en lo relativo a su contenido en álcalis, pero también depende de la cantidad y el tipo de adiciones, que permiten estabilizar álcalis libres del hormigón. Por su parte, la petrología y mineralogía de los áridos tienen una influencia directa en que se produzca la reacción y la velocidad con la que éste se produce. La implementación del análisis petrográfico permite no solo identificar la presencia de partículas reactivas, sino cuantificar el grado de reactividad de éstas partículas. Además de la composición mineralógica y la potencial expansión que produce, en los áridos hay que tener en cuenta la potencial extracción de álcalis que puede producirse con el tiempo, en los áridos con sodio y potasio en su composición. La potencial influencia de los componentes se evalúa mediante análisis directos, como análisis químico o microscopía, pero también se puede realizar mediante análisis indirectos, como estudios de expansión potencial mediante ensayos de expansión acelerada y semi-acelerada.

El diseño de hormigones resistentes a la reacción árido-álcali según las características de sus componentes puede no ser suficientemente adecuado. Si bien la caracterización de los componentes del hormigón constituye una información útil, sería especialmente interesante evaluar el comportamiento de las mezclas a utilizar en las estructuras. Por tanto, es importante disponer de ensayos que permitan evaluar el comportamiento de los hormigones con la dosificación real de áridos, cementos, adiciones, etc.; siempre que se obtengan resultados en un tiempo razonable. Si bien los ensayos de dosificaciones de hormigón son más representativos, precisan de un mayor espacio de tiempo para obtener resultados. En las figuras se recogen resultados de dos ensayos de hormigón, con distintas condiciones y duración. En el presente trabajo se describe la estrategia para obtener hormigones durables, frente a la reacción árido-álcali, mediante la integración de ensayos de sus componentes y de mezclas de hormigón con métodos semi-acelerados.

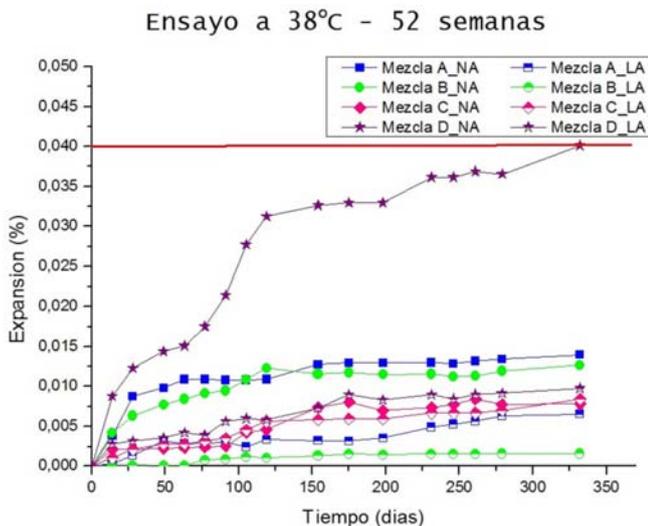


Figura 1. Expansión potencial de mezclas de hormigón mediante ensayo de 52 semanas

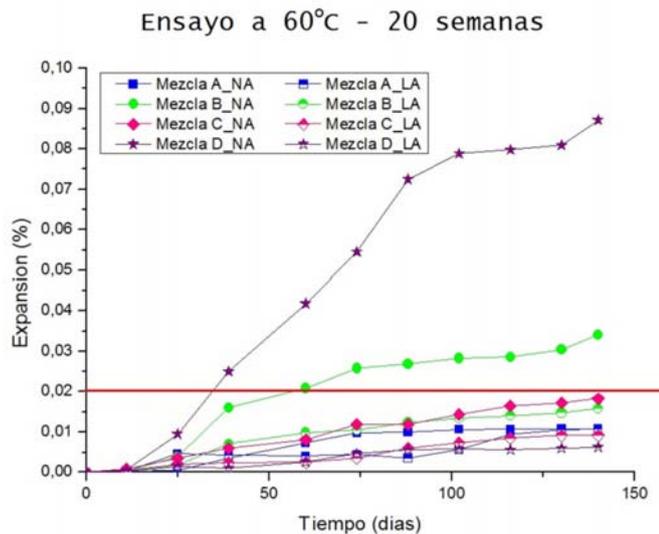


Figura 2. Expansión potencial de mezclas de hormigón mediante ensayo de 20 semanas

551. INFLUENCIA DE LA INTENSIDAD DE CORROSIÓN EN LA FISURACIÓN INDUCIDA EN EL HORMIGÓN ARMADO A EDADES TEMPRANAS

INFLUENCE OF THE CORROSION INTENSITY IN THE CRACK PATTERN OF THE REINFORCED CONCRETE AT EARLY AGES

Ángela Moreno Bazán. Universidad Politécnica de Madrid. Becaria Doctoral FPU. Máster. angela.moreno@upm.es

Jaime Gálvez Ruiz. Universidad Politécnica de Madrid. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jaime.galvez@upm.es

Encarnación Reyes Pozo. Universidad Politécnica de Madrid. Profesora Titular Universidad. Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. encarnacion.reyes@upm.es

Natalia Soriano Franco. Universidad Politécnica de Madrid. Estudiante. Grado Ingeniero Materiales. nataliasoriano10@gmail.com

Corrosión, fisuración, hormigón armado, durabilidad.

Corrosion, crack pattern, concrete, rust, durability.

La corrosión del acero es uno de los mecanismos de deterioro más comunes en estructuras de hormigón armado. Es imprescindible disponer de modelos que predigan el fisuramiento del hormigón en función del tiempo y la vida útil restante de la estructura. Por lo tanto, se requiere de una cierta comprensión del comportamiento mecánico del hormigón y del desarrollo de la corrosión. Estos modelos de rotura definen tres etapas de propagación de los productos corrosivos. La primera etapa, la fase inicial de corrosión, representa la penetración de los productos de corrosión en la red porosa alrededor de la barra de acero. La segunda etapa se caracteriza por el inicio de la tensión, cuando los productos de corrosión han colmatado la interfase hormigón-acero. Por último, la tercera etapa se identifica por la formación de grietas que hacen que la resistencia a la tracción del hormigón llegue a estar por debajo de lo permitido.

Muchas investigaciones se han llevado a cabo utilizando galgas extensométricas, colocadas en la superficie de hormigón para evaluar las primeras etapas en el desarrollo de la corrosión. Mientras que otros investigadores han preferido usar técnicas de microscopía para estudiar la interfaz hormigón-acero. En la primera parte del ensayo experimental, probetas prismáticas con una barra de acero en el centro fueron corroídas aceleradamente utilizando diferentes intensidades a fin de ver el efecto que dicha intensidad podía tener en los resultados. A tres de las probetas se les introdujeron galgas extensométricas, colocadas lo más cerca posible y rodeando por completo la barra de acero, midiendo la deformación durante todo el experimento. Mientras tanto el resto de probetas se fueron desconectando a diferentes edades, para su análisis en microscopía SEM.

La combinación de los análisis en microscopía SEM de la interfaz hormigón-acero y el desplazamiento radial de las galgas se ha podido utilizar para predecir el ancho de la fisura en una segunda etapa. También la penetración de los productos de corrosión a través de la red porosa en función del tiempo se puede calcular al correlacionar las medidas de la deformación obtenidos de las galgas en función de la resistencia a la tracción del hormigón.

Se ha comprobado la buena relación entre ambos métodos para determinar el ancho de la fisura mediante la introducción de un factor de rendimiento. Se ha comprobado también que dicho factor está influenciado por la intensidad de corriente dada.

553. APLICACIÓN DE MÉTODOS COMPUTACIONALES EN LA CARACTERIZACIÓN AERODINÁMICA Y AEROELÁSTICA DE TABLEROS DE PUENTES DE GRAN VANO Y PRISMAS RECTANGULARES

APPLICATION OF CFD TECHNIQUES IN THE AERODYNAMIC AND AEROELASTIC ANALYSIS OF LONG SPAN BRIDGE DECKS AND RECTANGULAR CYLINDERS

Félix Nieto Mouronte. Universidad de A Coruña. Profesor Titular. ICCP. fnieto@udc.es

Santiago Hernández Ibáñez. Universidad de A Coruña. Catedrático de Universidad. ICCP. hernandez@udc.es

Antonio José Álvarez Naveira. Universidad de A Coruña. Investigador. ICCP. antonio.jose.alvarez@udc.es

José Ángel Jurado Albarracín. Universidad de A Coruña. Profesor Titular. Ingeniero Industrial. jjurado@udc.es

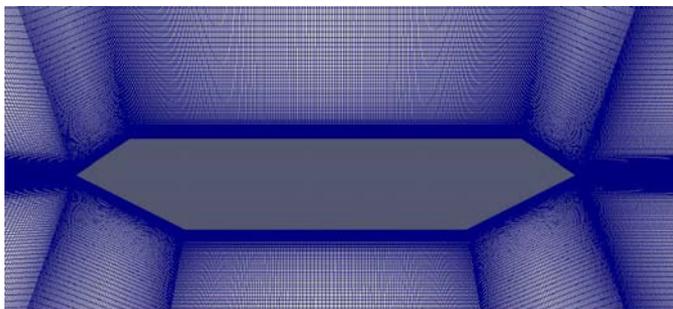
CFD, coeficientes aerodinámicos, funciones de flameo, vibración inducida por torbellinos.

CFD, force coefficients, flutter derivatives, vortex induced vibration.

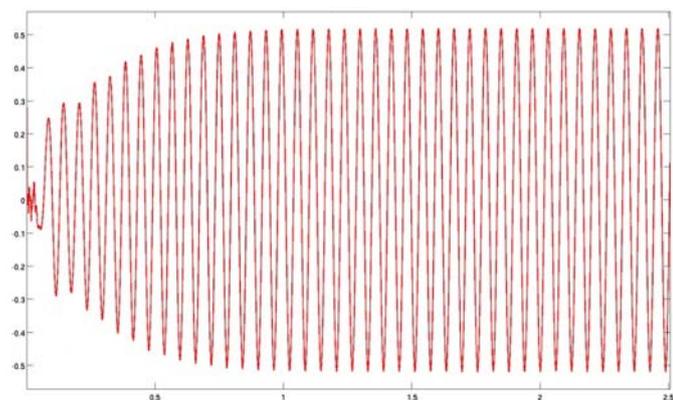
La aplicación de métodos computacionales en el estudio del comportamiento aerodinámico y aeroelástico de ciertas estructuras debe entenderse como un complemento a las campañas experimentales que habitualmente vienen realizándose en este ámbito. De esta manera, la comprensión de los fenómenos aerodinámicos que tienen lugar es mejor y, además, estas técnicas computacionales pueden aportar una rápida evaluación del efecto que ciertos cambios en el diseño pueden producir en una determinada respuesta aerodinámica o aeroelástica.

Las técnicas computacionales, a pesar de las innegables mejoras que se han producido en los últimos 20 años, no pueden considerarse a día de hoy como un sustituto absolutamente general y fiable de los ensayos en túnel de viento en el ámbito de la ingeniería civil. Las altas demandas de tipo computacional son una barrera importante, particularmente cuando se emplean modelos de turbulencia de mayor sofisticación. Además es necesaria la validación de los resultados computacionales, comparándolos con resultados experimentales, con el fin de poder valorar el grado de precisión ofrecido por la estrategia de modelización empleada.

En el presente trabajo se describe una herramienta desarrollada para la definición semiautomática de los modelos computacionales que permiten evaluar respuestas como los coeficientes aerodinámicos, las funciones de flameo y las vibraciones inducidas por torbellinos en tableros de puentes y prismas rectangulares. La herramienta ha sido desarrollada para emplear el software libre OpenFOAM como solver del problema de mecánica de fluidos. Esta herramienta es de gran utilidad para usuarios poco familiarizados con el sistema de



Malla sección en cajón. Detalle



Coefficiente de levantamiento. Evolución temporal

definición de archivos de texto característico de OpenFOAM. Por otro lado, el programa está especialmente desarrollado para poder ser empleado en problemas de diseño paramétrico y de optimización de forma.

Como casos de aplicación se presentan resultados, tanto de prismas rectangulares, como de secciones de tableros de puentes en cajón aerodinámico. Se muestran los resultados obtenidos para los coeficientes aerodinámicos, las funciones de flameo, que permiten determinar la velocidad crítica de flameo, y la componente fuera de fase del coeficiente de levantamiento que permite identificar el rango de velocidades reducidas en el que existe riesgo de excitación por desprendimiento de torbellinos. Los resultados numéricos obtenidos son validados con los resultados experimentales, permitiendo así valorar la precisión de las simulaciones realizadas.

554. INTEGRACIÓN DE METODOLOGÍAS AVANZADAS EN EL DISEÑO AEROELÁSTICO DE PUENTES DE GRAN VANO

INTEGRATION OF ADVANCED METHODOLOGIES IN THE AEROELASTIC DESIGN OF LONG SPAN BRIDGES

Santiago Hernández Ibáñez. Universidad de Coruña. Catedrático.

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. hernandez@udc.es

José Ángel Jurado Albarracín. Universidad de Coruña. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero Industrial. jjurado@udc.es

Félix Nieto Mouronte. Universidad de Coruña. Profesor Titular de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

fnieto@udc.es

Aitor Baldomir García. Universidad de Coruña. Profesor

Contratado Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

abaldomir@udc.es

Ibuki Kusano. Universidad de Coruña. Investigadora posdoctoral.

Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. ikusano@udc.es

Miguel Cid Montoya. Universidad de Coruña. Investigador

predoctoral. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

miguel.cid.montoya@udc.es

Puentes de gran vano, velocidad de viento de diseño, análisis probabilista, flameo de puentes, métodos de optimización.

Long span bridges, definition of design wind speed, reliability analysis, flutter phenomenon, optimization techniques.

El diseño de puentes de gran vano es un tema de gran actualidad y tanto en la modalidad de puentes atirantados como colgantes se están construyendo o planificando estructuras de gran complejidad. Los puentes atirantados de Stonecutters, Sutong o Russky han sobrepasado los 1.000 m de vano central y en el caso de puentes colgantes el puente de Osman Gazi en Estambul será el record del mundo de tráfico combinado de carretera y ferrocarril con un vano central de 1.550 m y el puente de Taizhou en China cuenta como novedad con dos vanos centrales de vano superior al kilómetro. Este diseño es el previsto para el puente de Chacao en Chile, cuya construcción está próxima a iniciarse.

En estos tipos de puente las exigencias mayores vienen de los efectos producidos por los terremotos y el flujo de viento. En este trabajo se abordará únicamente el tema de los fenómenos aeroelásticos que deben considerarse en puentes de gran vano. A este respecto se analizará el proceso de diseño desde dos puntos de vista.

1. La cuantificación de la velocidad del viento. Es habitual en estos casos llevar a cabo con antelación al proyecto un estudio de carac-

terización del viento en el emplazamiento del puente para establecer a partir de él la velocidad del viento frente a la que tiene que estar protegido el viento, por ejemplo frente al fenómeno de flameo. Para ello, teniendo en cuenta la caracterización del viento como variable aleatoria se establece la velocidad de viento para un periodo de retorno definido y se le aplica un coeficiente de seguridad. En esta presentación se demostrará que esta formulación es inadecuada y que en su lugar es mucho más adecuado llevar a cabo un planteamiento probabilista del problema. Como ejemplo de aplicación se utilizará el caso del estudio del viento del puente del estrecho de Messina en Italia.

2. La aplicación de métodos de optimización al diseño de puentes de gran vano. Estas técnicas ya se están utilizando de forma habitual en la ingeniería aeronáutica y en ingeniería mecánica y han demostrado su eficacia sobradamente. En esta presentación se mostrará una metodología para llevar a cabo la optimización del tablero en puentes de gran vano teniendo en cuenta exigencias derivadas de la respuesta estructural del puente, como movimientos o tensiones, y requerimientos aeroelásticos como la velocidad de flameo.

555. ESTRUCTURAS RECÍPROCAS PARAMÉTRICAS

PARAMETRIC RECIPROCAL STRUCTURES

Cruz Paulo. Universidade do Minho. Professor Catedrático.

Arquitectura. pcruz@arquitectura.uminho.pt

Bruno Figueiredo. Universidade do Minho. Professor Auxiliar.

Arquitectura. bfigueiredo@arquitectura.uminho.pt

Estructuras recíprocas, estructuras de madera, diseño paramétrico, fabricación digital.

Reciprocal structures, timber structures, parametrical drawing, digital fabrication.

Uno de los principales desafíos que debe ser mantenido a lo largo nueva pedagogía del diseño estructural y constructivo es la forma de impartir conocimientos sobre los conceptos estructurales y constructivos de una manera que mejore la capacidad de comprender y aplicarlos en el diseño.

El artículo presenta una estructura recíproca paramétrica recientemente edificada en Guimarães bajo los auspicios de ICESA2016 - La Tercera Conferencia Internacional de Estructuras y Arquitectura. El



Detalle de la estructura

taller tuvo origen en las propuestas desarrolladas por los alumnos de la asignatura de Estructuras especiales del Máster en Arquitectura de la Escuela de Arquitectura de la Universidad de Minho.

La iniciativa tuvo por objetivo explorar los conceptos de diseño arquitectónico y estructural, que abarca la investigación de: métodos y procesos de diseño de pensamiento; de simulación y de procesamiento de herramientas; y los conceptos y materiales de fabricación. Se produjeron aproximadamente 300 barras y se utilizaron más de 500 uniones atornilladas.

El modelo computacional Reciprocalizer, desarrollado por el Prof. Darío Parigi de la Universidad de Aalborg, fue utilizado para la exploración de diseño morfológico. Este modelo permite: generar redes recíprocas tridimensionales, que se caracteriza por un alto grado de libertad y experimentación formal; definir el patrón geométrico de la malla; la adaptación al contexto; y el diseño de los componentes de la estructura.

556. ESTRUCTURAS DE HIELO REFORZADO

REINFORCED ICE STRUCTURES

Paulo Cruz. Universidade do Minho. Professor. Engineer.

pcruz@arquitectura.uminho.pt

Jan Belis. LMO, Ghent University, Ghent, Belgium. Professor. Engineer.

Jan.Belis@ugent.be

Estructuras de hielo, hielo reforzado, celulosa-hielo.

Ice structures, reinforced ice, cellulose-ice composite.



Vista aérea de la estructura

Es bien sabido que la exposición del hormigón a varios ciclos de hielo-deshielo disminuye su resistencia. Por esa razón hay una gran demanda de materiales de construcción adecuados a los ambientes criogénicos.

Varios aditivos se han utilizado y estudiado para hacer el hielo más fuerte y más duro. Aparas de madera, arena, fibra de vidrio, telas y otros materiales geotécnicos, entre otros materiales, se han utilizado como soluciones de refuerzo de hielo. Las mezclas que pueden ser moldeadas en cualquier forma y congeladas, suelen ser extremadamente resistente y duraderas, siempre y cuando se mantengan por debajo de una temperatura de congelación. Por otro lado, la mayoría de los tipos de materiales compuestos de hielo tienen un comportamiento más dúctil si se compara con hielo normal. La conductividad



Vista general de la estructura



El molde hinchable

de materiales compuestos de hielo es más baja que la del el hielo tradicional, resultando en una tasa de fusión más baja.

Las estructuras construidas con estos materiales compuestos de hielo son más fuertes y capaces de soportar cargas más elevadas, por lo que será posible la construcción de estructuras más ligeras. Esto se traduce en un menor consumo y manejo de materiales, lo que implica que el tiempo de fabricación de una estructura se reduzca.

En 2016 un consorcio de profesores y estudiantes de varias universidades europeas, en estrecha cooperación con la comunidad local de Juuka (Finlandia), utilizó un material compuesto de celulosa con hielo para construir modelos de gran escala de dos estructuras impresionantes: un puente de arco inspirado en un dibujo de

Leonardo Da Vinci y una cáscara hiperboloide inspirada en el Restaurant los Manantiales, diseñada por Félix Candela. Ambas estructuras fueron construidas utilizando un método rápido y económico: (1) la construcción de un encofrado 3D mediante el inflado de una membrana 2D anclada al suelo; (2) el revestimiento de la membrana por sucesivas capas de material compuesto de celulosa-hielo. Este artículo describe el proceso de diseño y construcción de la cáscara hiperboloide.

561. NUEVO INDICADOR DE SOSTENIBILIDAD EN INFRAESTRUCTURAS DE PUENTES DE CARRETERA. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE DECISIÓN MULTICRITERIO

A NOVEL SUSTAINABILITY INDICADOR FOR HIGHWAY BRIDGE INFRASTRUCTURE BY MULTI-CRITERIA DECISION MAKING METHOD

Rosalía Pacheco Torres. Universidad Politécnica de Madrid. Doctora.

Arquitecta Técnica. Doctora. rosalia.pacheco@upm.es

José Ramón Sánchez Lavín. Universidad Politécnica de Madrid. Profesor

Titular. Doctor. Ingeniero Civil. joseramon.sanchez@upm.es

Elena Cerro Parada. Universidad Politécnica de Madrid. Profesora

Titular. Doctora. elena.cerro@upm.es

Félix Escolano Sánchez. Universidad Politécnica de Madrid. Profesor

Titular. Doctor. felix.escolano@upm.es

Sostenibilidad, infraestructuras puentes, método multicriteria, MIVES, medioambiente.

Environment, bridge infrastructure, MIVES, multi-criteria decision making method, sustainability.

Los nuevos retos de desarrollo sostenible y lucha contra el cambio climático marcan la necesidad de reducir el impacto ambiental de la actividad humana. Las infraestructuras civiles presentan unas características que los hacen elementos muy singulares. Son elementos con una larga vida útil, suponen un importante impacto ambiental en el entorno a la par que sirven de vía de comunicación y vía de desarrollo, pudiendo representar un cambio sustancial tanto económico como social en la zona.

En el desarrollo de proyectos de ingeniería de obras civiles, los ingenieros deben contar con métodos que les permitan evaluar de forma fehaciente y estandarizada la sostenibilidad de las infraestructuras, a fin de incluir en el proyecto mecanismos para reducir las consecuencias medioambientales y considerar el impacto en el entorno que estas suponen. Los métodos de evaluación de la sostenibilidad han sido muy desarrollados en el ámbito de la edificación con herramientas como LEED, BREEAM, etc. Sin embargo, es aún un desafío en el ámbi-



Figura 1. Etapas del ciclo de vida

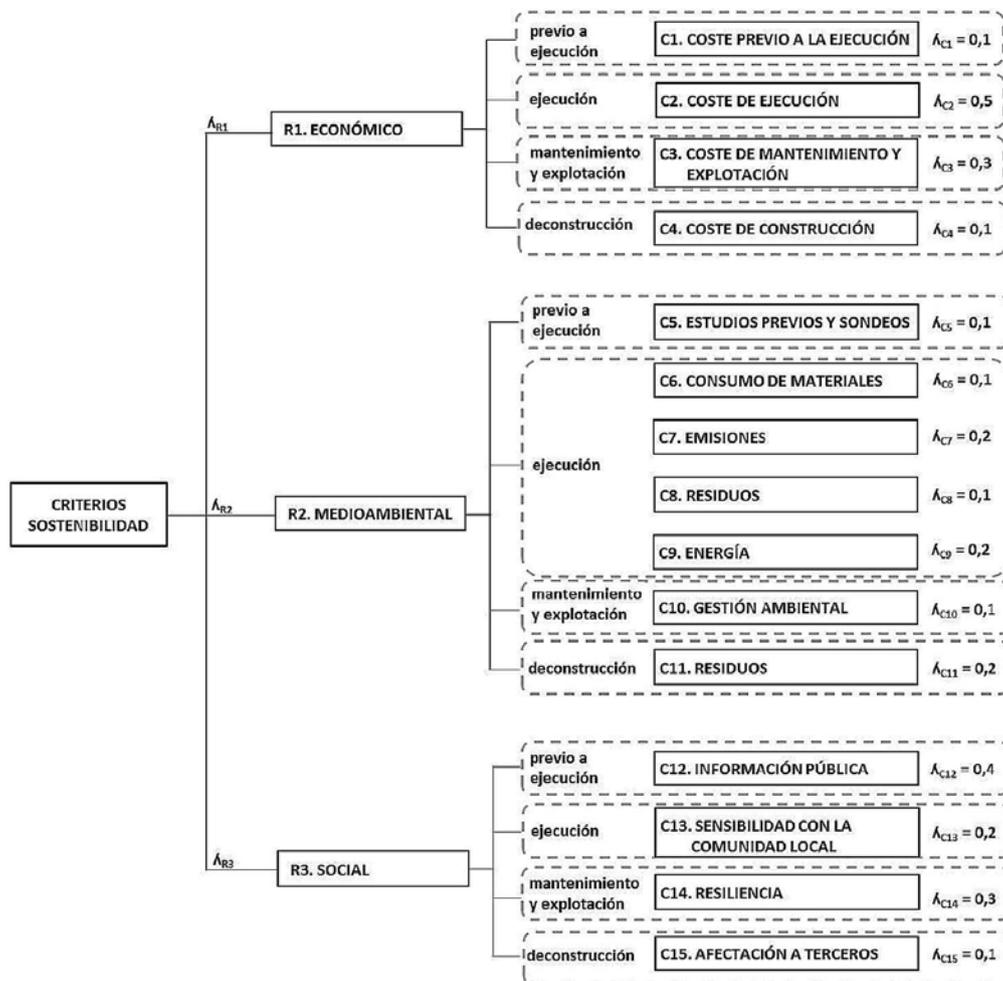


Figura 2. Árbol de decisión

to de la ingeniería civil. La propuesta de un indicador de sostenibilidad para puentes de carretera constituye un desafío, ya que precisa de un enfoque basado en el ciclo de vida a la par que mantiene criterios de facilidad de uso tanto por ingenieros como por administraciones públicas.

Se propone un índice de evaluación de la sostenibilidad ambiental para infraestructuras de puentes de carretera. El indicador propuesto abarca todas las etapas de ciclo de vida de la infraestructura, desde diseño, ejecución, mantenimiento y demolición. Este enfoque integra

factores de durabilidad en el proyecto pero también en la fase de mantenimiento de las infraestructuras.

Basado en la metodología de análisis multicriterio MIVES, en este artículo se explican los criterios y parámetros que constituyen el indicador, definidos en los conocidos pilares del desarrollo sostenible: económico, ambiental y social. El indicador propuesto permite comparar proyectos entre sí e introducir criterios de sostenibilidad más exigentes a lo largo de todas las etapas de vida útil de la infraestructura.

Índice por secciones

S1. PUENTES Y PASARELAS	1
31. PASARELA EMPUJADA EN LOS ACANTILADOS DE “EL TRANQUERU” (ASTURIAS)	1
<i>José Ramón González de Cangas, Domingo Lorenzo Esperante, José Antonio Crespo Martínez, José Ramón González Calvo, Óscar Saiz Sánchez</i>	
40. NUEVO PUENTE CHAMPLAIN, MONTREAL, CANADÁ. INSTALACIÓN DE ZAPATAS DE PILAS EN EL RÍO	2
<i>José María Martínez Gutiérrez</i>	
47. PUENTES MIXTOS CONTINUOS DE FERROCARRIL EN ZONA SÍSMICA EN EL NORTE DE ARGELIA	3
<i>Diego Cobo del Arco, Ingrid Raventós Dudous</i>	
53. ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN ACERO CORTEN EN ACTUACIONES URBANAS EN A CORUÑA	4
<i>Félix Suárez Riestra, Javier Estévez Cimadevila, Emilio Martín Gutiérrez</i>	
55. CONSTRUCCIÓN DEL VANO DE 150 M DEL PUENTE NELSON MANDELA SOBRE EL RÍO LLOBREGAT	4
<i>Manuel Reventós Rovira, Jaume Guàrdia Tomàs, Juan Carlos Rosa García</i>	
56. DISEÑO DE PASARELAS LOW COST	5
<i>Manuel Reventós Rovira, Jaume Guàrdia Tomàs, David Berdiel Acer</i>	
58. CIERRES EN EL TABLERO ATIRANTADO DEL PUENTE DE LA CONSTITUCIÓN DE 1812 SOBRE LA BAHÍA DE CÁDIZ	5
<i>Conchita Lucas Serrano, Luis Peset González</i>	
66. PASARELA ATIRANTADA EN LA BAHÍA DE ARGEL	6
<i>Diego Cobo del Arco, Ingrid Raventós Dudous, Steffen Mohr</i>	
67. EL NUEVO VIADUCTO DE BIZERTA	7
<i>Diego Cobo del Arco, Ingrid Raventós Dudous, Steffen Mohr, Fernando Casanovas Baró</i>	
73. PUENTE CHACAO: ASPECTOS CONTRACTUALES Y SINGULARIDADES ESTRUCTURALES	8
<i>Matías Valenzuela Saavedra, Marcelo Márquez Marambio, Ignacio Vallejo Vial, Raúl Vasquez Donoso</i>	
83. VIADUCTO DE HACHEF Y OTROS EMPUJES SINGULARES	8
<i>Eduard Alberich Jiménez, Germán Barés Lucindo, Carlos Blasco García, Raimón Rucabado Jiménez</i>	
84. TRABAJOS DE APEO DE UN PUENTE DE PIEDRA DEL SIGLO XVII: PUENTE DE TRUJILLO, LIMA (PERÚ)	9
<i>Patrick Ladret, Pablo Vílchez, Sergio del Olmo, Juan Pablo Demetrio, Jesús Aguilar</i>	
85. PUENTES DE DOVELAS PREFABRICADAS EN LA LÍNEA ROJA DE DOHA	10
<i>José Rafael Jiménez Aguilar, Guillermo Molins Roger</i>	

86. PASARELAS PEATONALES ATIRANTADAS EJECUTADAS POR FCC EN LUSAIL, QATAR.....	10
<i>Pablo Bernal Sahún, David Arribas Mazarracín</i>	
87. RIPADO TRANSVERSAL TRAS SISMO Y REPARACIÓN DEL PASO SUPERIOR DEL ENLACE TALINAY EN LA RUTA DEL ELQUI (RUTA 5), CHILE.....	11
<i>Pablo Vílchez, Iván Saiz, Laura Benito, Fabián Reyes, Iván Alende</i>	
89. TRABAJOS DE REPARACIÓN DE LAS PILAS NORTE Y SUR DEL PUENTE DE RANDE. REDONDELA Y MOAÑA, PROVINCIA DE PONTEVEDRA (ESPAÑA)	12
<i>Luis Cosano, Pablo Vílchez, Ricardo Masson, Rafael Echevarría, Laura Benito</i>	
96. CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE OCOPA Y ACCESOS. PUERTO DE OCOPA (PERÚ)	13
<i>Zigor Gómez, Nicolás Trotin, Jesús Aguilar, Patrick Ladret, Pablo Vílchez</i>	
99. RED LINE SOUTH. METRO DE DOHA (QATAR). ESTRUCTURAS PREFABRICADAS EJECUTADAS MEDIANTE DOVELAS Y MÉTODO FULL-SPAN	14
<i>Jordi Revoltós Fort, Javier Antón Díaz, Silvia Criado Catalina, Juan Miguel Cereceda Boudet, Manuel Palomo Herrero</i>	
100. VIADUCTO DE ALMONTE. DISEÑO DE DETALLE	14
<i>David Arribas Mazarracín, Pablo Bernal Sahún, José María Pérez Casas, José Ignacio González Esteban</i>	
101. PUENTES PREFABRICADOS EN EL METRO DE RIAD.....	15
<i>José Rafael Jiménez Aguilar, Álvaro Argany García</i>	
102. RED LINE SOUTH. METRO DE DOHA (QATAR). ESTRUCTURAS SINGULARES CONSTRUIDAS IN SITU DE ANCHO O CANTO VARIABLE.....	16
<i>Jordi Revoltós Fort, Javier Antón Díaz, Silvia Criado Catalina, Juan Miguel Cereceda Boudet, Manuel Palomo Herrero</i>	
103. VIADUCTO DE ALMONTE. PROCESO CONSTRUCTIVO	17
<i>David Arribas Mazarracín, Pedro Cavero de Pablo, David Carnero Pérez, Pablo Jiménez Guijarro</i>	
104. TREN INTERURBANO CIUDAD DE MÉXICO-TOLUCA, MÉXICO. TRAMO 1: DESDE COCHERAS EN ZINACANTEPEC HASTA TÚNEL EN PK 36.....	18
<i>Jordi Revoltós Fort, Javier Carrero Martínez, João Ribeiro, Andrés Molina Escudero</i>	
105. INDUSTRIALIZACIÓN DE VIADUCTOS EN EL TREN INTERURBANO CIUDAD DE MÉXICO-TOLUCA, MÉXICO. TRAMO 3: PK 41+200 A 56+400.....	18
<i>Jordi Revoltós Fort, José M.ª Pérez Casas, Juliana Fernández Vega, Cecilia M.ª Andrade Mendonça, Diego Rubio Peiroten</i>	
106. VIADUCTO SOBRE EL RÍO URUMEA (GIPUZKOA). NUEVA RED FERROVIARIA DEL PAÍS VASCO EN EL TRAMO URNIETA-HERNANI.....	19
<i>Jordi Revoltós Fort, José Antonio Llombart Jaques, Javier Carrero Martínez, Andrés Molina Escudero</i>	
110. PUENTE DE JACA OESTE.....	20
<i>José Rafael Jiménez Aguilar, Álvaro Argany García</i>	
111. PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DEL VIADUCTO MIXTO SOBRE EL EMBALSE DE MULARROYA	20
<i>Miguel Ortega Cornejo, Pedro Atanasio Utrilla, M.ª Reyes García Orduña, Juan Luis Mansilla Domínguez, Narciso Pulido Asín</i>	
112. PROYECTO CONSTRUCTIVO DE PASARELA PEATONAL ENTRE EL AEROPUERTO DE VIGO-PEINADOR Y EL INSTITUTO FERIAL DE VIGO (IFEVI)	22
<i>Miguel Ortega Cornejo, Juan Luis Mansilla Domínguez, Fu Lei Zhou Yang</i>	
113. DISEÑO DEL VIADUCTO 2 DE LA LÍNEA DE TREN INTERURBANO MÉXICO-TOLUCA	22
<i>Francisco Millanes Mato, Luis Matute Rubio, Jesús Martín Suárez, Pablo Solera Pérez, Carlos Gordo Monsó, David Alcañiz Jiménez, Jorge Miguel Montero Borja</i>	

116. PUENTE MIXTO SOBRE EL RÍO GUADALIMAR	23
<i>José María Lorenzo Romero, Guillermo Lorente Perchín, Juan Jesús Álvarez Andrés, Eduardo Torralba Bolzano, José Luis Sánchez Jiménez</i>	
118. INNOVADORAS CIMBRAS AUTOLANZABLES DE GRANDES DIMENSIONES	24
<i>Pedro Carmo Pacheco, Hugo Soares Coelho</i>	
119. AMPLIACIÓN Y REFUERZO DE LA ESTRUCTURA DE ACCESO SUR A LOS PUENTES SOBRE EL RÍO MARIBYRNONG SOBRE UN ANTIGUO VERTEDERO	24
<i>Guillermo Muñoz-Cobo Cique, Scott Taylor, Samir Hanna, Matthew Dinnison, Samuel Thornton</i>	
120. PROCESO CONSTRUCTIVO Y ESTRUCTURAS TEMPORALES DEL PUENTE DE MERSEY	26
<i>Pablo Bernal Sahún, David Arribas Mazarracín, José Romo Martín, Javier Andueza Olmedo</i>	
121. MONTAJE DE UN PUENTE ARCO SOBRE EL RÍO VÍSTULA EN GDANSK, POLONIA	26
<i>Conchita Lucas Serrano, Juan Jesús Álvarez Andrés, Luis Peset González</i>	
122. PUENTES DE DOVELAS PREFABRICADAS EN EL PROYECTO DE VIADUCTOS DEL METRO DE RIAD. LÍNEAS 1 & 2	27
<i>Pablo Benedetto Marengo, Fernando Martínez García, Diego González Pascual, Ángel Álvarez Fernández</i>	
128. CONCEPCIÓN GENERAL Y PROYECTO DEL PUENTE DEL MERSEY	28
<i>José Romo Martín, Javier Andueza Olmedo, Pablo Bernal Sahún, David Arribas Mazarracín</i>	
133. ADECUACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DEL NUEVO PUENTE DE PUMAREJO EN BARRANQUILLA, COLOMBIA	29
<i>Rüdiger Spengler Spengler, David Ordín Barrabes, Juan Pablo Durán Ruiz, David Ruiz Melo, Agustín Redero García, Rafael Guillén Carmona, Fátima Calderón Zurita, Raquel Caballero Jaraiz</i>	
134. VIADUCTOS DE LA LÍNEA 3 DEL TREN LIGERO DE GUADALAJARA (MÉXICO)	30
<i>Jordi Revoltós Fort, Ignacio Pita Olalla, Javier Sánchez-Mateos Enrique, Andrés Molina Escudero</i>	
144. SECCIÓN ELEVADA DE LA LÍNEA 3 DEL METRO DE RIAD. LONGITUD TOTAL DE VIADUCTO DE 26 KM	31
<i>Manuel Casado Lechuga</i>	
145. PASARELA EN SESTAO	31
<i>Roberto Revilla Angulo, Pablo Cembrero Masa</i>	
146. NUEVO PUENTE SOBRE EL RÍO LLOBREGAT. LA MATERIALIZACIÓN DE UNA IDEA	32
<i>Roberto Revilla Angulo, Patricia Olazabal Herrero, Marcos Pantaleón Prieto</i>	
152. CONSTRUCCIÓN DEL VIADUCTO DE MERSEY MEDIANTE CARROS DE VOLADIZOS SUCESIVOS HORMIGONADOS IN SITU	33
<i>Javier Fernández del Moral, José Vicente Rajadell Manuel, Enrique Tichell Fortea, Tomasz Pawel Smich</i>	
156. INTERVENCIÓN EN EL PUENTE SOBRE LA AVENIDA DEL MARQUÉS DE CORBERA EN MADRID	34
<i>Francisco Javier León González, Juan Jesús Álvarez Andrés, Cristina Cobo Rodríguez, Luis Sánchez Ripio, Alberto Martín Galán</i>	
161. ANÁLISIS DE UN CASO DE INESTABILIDAD LATERAL DE UNA VIGA DE HORMIGÓN PRETENSADO DE GRAN LUZ EN FASE DE IZADO	34
<i>Albert de la Fuente Antequera, Sergio Pialarissi Cavalaro, Jesús Miguel Bairán García</i>	
165. PUENTE DE DOVELAS PREFABRICADAS CONSTRUIDO POR EL MÉTODO DE VOLADIZOS SUCESIVOS RA-186 KUWAIT	35
<i>Antonio Jiménez Sánchez-Jáuregui, Germán Barés Lucindo, Carlos Blasco García, Raimon Rucabado Jiménez</i>	
169. PASARELAS BANDA TESA SOBRE EL RÍO TAJO EN TOLEDO	36
<i>Alejandro Bernabeu Larena, Isabel Sáez Alonso</i>	

177. PUENTE SOBRE EL RÍO PACHITEA EN PUERTO INCA, PERÚ	37
<i>Juan Luis Bellod Thomas, David Sanz Cid, Peter Tanner Furrer, Diego Aita Santos</i>	
199. VIADUCTO DE VALDETRAVIESO EN LA LAV MADRID-EXTREMADURA.....	37
<i>Francisco Millanes Mato, Luis Matute Rubio, Pablo Solera Pérez</i>	
201. EL VIADUCTO MIXTO DE SIGÜÉS EN LA AUTOPISTA A-21	38
<i>Luis Matute Rubio, Miguel Ortega Cornejo, Helder Figueiredo Sousa, Juan Luis Mansilla Domínguez, Joao Adao da Fonseca</i>	
203. VIADUCTO EN LA MA-30 EN LOS ACCESOS A PALMA DE MALLORCA	39
<i>Juan Luis Bellod Thomas, David Sanz Cid</i>	
209. NUEVA PASARELA EN EL PUERTO DE MELILLA	40
<i>Luis Carrillo Alonso, Mariano Martín Cañueto</i>	
212. EMPUJE CON DOBLE CURVATURA, PLANTA Y ALZADO EN VIADUCTO DE LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD ORENSE-MONFORTE-LUGO, VARIANTE SAN JULIÁN	40
<i>Marta Pérez Escacho, Carlos J. Bajo Pavía, Juan Sevillano Gacho</i>	
213. DOS CASOS ESPECIALES DE SUSTITUCIÓN DE APOYOS.....	41
<i>Albert Bailo Fernández, Sergio Moreno Rodríguez, Mariela Cordero Verge, Rafael de la Sotilla Clarasó</i>	
214. MANIOBRA DE EMPUJE DEL VIADUCTO DE APROXIMACIÓN NORTE DEL PUENTE QUEENSFERRY CROSSING	42
<i>Enrique Martí Bandrés, Germán Barés Lucindo, Raimon Rucabado Jiménez, Rafael de la Sotilla Clarasó</i>	
219. CONSTRUCCIÓN DE UN TÚNEL BAJO UN PUENTE HISTÓRICO DEL SIGLO XVII EN LIMA (PERÚ) MEDIANTE OPERACIÓN HEAVY-LIFTING.....	42
<i>José Luis Sánchez Jiménez, Álvaro del Cuvillo M. Ridruejo, Eduardo Torralba Bozzano, Xavier Torelló Ciriano</i>	
220. LOS PUENTES DEL MTDC PARA NORTH TARRANT EXPRESS SEGMENT 3AN EN TEXAS, ESTADOS UNIDOS.....	43
<i>Jaime Burón García, Wally R. Burns, Romina Granullaque Díaz, Andrzej Kaplon, Juan Antonio Calvo Benítez</i>	
225. EL VIADUCTO MIXTO SOBRE EL RÍO TAJO EN TALAVERA DE LA REINA	44
<i>Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo, Daniel Martínez Agromayor, Pablo Solera Pérez, Juan Luis Mansilla Domínguez</i>	
229. PUENTE SINGULAR EN LA PLAZA ABU DHABI DE RIAD	45
<i>Ignacio Hinojosa Sánchez-Barbudo</i>	
238. PUENTES URBANOS EN GHANA: ENLACE DE KWAME NKRUMAH IN ACRA Y ENLACE DE KASOA EN LA AUTOPISTA ACRA-CABO CORSO	46
<i>Javier Torrico Liz, José Antonio Roldán Torres, Ana Palomanes Soto, Elena Hortigüela Páramo, Julio Sánchez Delgado</i>	
239. PASARELA ZABALGANA SOBRE EL FERROCARRIL MADRID-IRÚN EN VITORIA	46
<i>José Romo Martín, Francisco Prieto Aguilera, Lola Capdevila González-Navia</i>	
240. ENLACE A 2 NIVELES MEDIANTE GLORIETA ELEVADA DE TABLERO DE HORMIGÓN ALIGERADO PRETENSADO EN EL CONCELLO DE ARTEIXO, A CORUÑA	47
<i>Jesús José Corbal Álvarez, José Antonio González Mejjide, Alberto Esteban Castrillejo, Arturo Antón Casado</i>	
242. PUENTE SOBRE EL RÍO PERENÉ EN LA COMUNIDAD NATIVA DE CAPACHARI, DISTRITO DE PICHANAKI, REGIÓN DE JUNÍN, PERÚ	48
<i>Jesús José Corbal Álvarez, José Antonio González Mejjide, Alberto Esteban Castrillejo</i>	
243. PUENTE SOBRE EL RÍO MIÑO EN OS PEARES, OURENSE	49
<i>Jesús José Corbal Álvarez, José Antonio González Mejjide, Arturo Antón Casado</i>	

248. PUENTE SOBRE EL BARRANCO DEL CINT	50
<i>Fernando Ibáñez Climent, Salvador Monleón Cremades, Sergio Albero Chacón, Manuel Sánchez-Solís Rabadán</i>	
249. VIADUCTO DEL CERRO DE SAN CRISTÓBAL. PROYECTO LÍNEA AMARILLA, LIMA, PERÚ	50
<i>Javier Vaquero Molina, Eduardo Torralba Bozzano, José Manuel Duro Rodríguez, Álvaro del Cuavillo M-Ridruero, Arels de la Rosa Toro, José Luis Sánchez Jiménez</i>	
257. DOS PASARELAS PARA LA CIUDAD DE OSLO	51
<i>Gaute Mo, Mario Rando, Teresa Caballero</i>	
263. PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO SINÚ	52
<i>Carlos García Acón, Andreu Estany Serra, Miguel Bañares Dorado, Javier Nieto Calduch, Roser Valls Vidal</i>	
265. CONCEPCIÓN Y PROYECTO DEL PUENTE ARCO SOBRE EL RÍO EBRO EN LOGROÑO	53
<i>Francisco Millanes Mato, Daniel Martínez Agromayor, Pablo Solera Pérez</i>	
267. FORMAS FLUIDAS Y EFICIENTES: PASARELA BICONTENTIO SINUS EN SAN SEBASTIÁN	54
<i>Mario Guisasola Ron</i>	
273. LEY DE MOMENTOS FLECTORES GENERADORA DE LA FORMA: PUENTE BICONTENTIO MARTUTENE EN SAN SEBASTIÁN	55
<i>Mario Guisasola Ron</i>	
270. VIADUCTO DE LA ESTACIÓN DE LOYOLA EN SAN SEBASTIÁN	56
<i>Mario Guisasola Ron</i>	
280. PASOS MIXTOS SOBRE LA AVENIDA GENERAL PAZ EN BUENOS AIRES, ARGENTINA	56
<i>Hugo Corres Peiretti, Javier de Cabo Ripoll, Julio Sánchez Delgado</i>	
286. PROYECTO DE FERROCARRIL AWASH-KOMBOLCHA-HARA GEBAYA, ETIOPÍA. DISEÑO ORIENTADO A OBRAS EN PAÍSES EN DESARROLLO	57
<i>Maria Estany Blázquez, Alexandre Correia Paulo, Ricard Leal Baró</i>	
288. PASARELA ATIRANTADA EN ILHABELA, SÃO PAULO	58
<i>Hugo Corres Peiretti, Francisco Prieto Aguilera, Lola Capdevila González-Navia</i>	
301. EL PROYECTO CONSTRUCTIVO DEL TRAMO ATIRANTADO DEL NUEVO PUENTE DE PUMAREJO EN BARRANQUILLA, COLOMBIA	58
<i>Miguel Ortega Cornejo, Francisco Millanes Mato, Enrique Bordó Bujalance, Fernando Ruano Parra, Jokin Ugarte González, Juan Pablo Durán Ruiz, David Ordín Barrabés</i>	
302. VIADUCTOS 03A Y 03B EN LA NUEVA AUTOVÍA DE MASCARA, EN ARGELIA	60
<i>Julián Alcalá González, Juan José Clemente Tirado, Fernando González Vidoso, Antonio Azorín Carrión</i>	
309. OBRAS DE EMERGENCIA EN EL VIADUCTO DEL HONDÓN, EN CARTAGENA, MURCIA	61
<i>Félix Ignacio Villanueva Jover, Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma</i>	
313. VIADUCTO V3 SOBRE EL RÍO PISUERGA EN EL NUDO DE VENTA DE BAÑOS DE LA LÍNEA DE AVE NORTE-NOROESTE	61
<i>Arturo Ruiz de Villa Valdés, Iñaki Auzmendi Alfaro, Javier Oliva Quecedo</i>	
314. EL PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LOS ACCESOS AL NUEVO PUENTE DE PUMAREJO EN BARRANQUILLA, COLOMBIA	62
<i>Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo, Enrique Bordó Bujalance, Fernando Ruano Parra, Ildelfonso de la Cruz Hebrero, Jokin Ugarte González, Juan Pablo Durán Ruiz, David Ordín Barrabés</i>	
316. VIADUCTOS MIXTOS DEL ENLACE DE GEREDIAGA EN VIZCAYA	63
<i>Arturo Ruiz de Villa Valdés, Javier Oliva Quecedo, Iñaki Auzmendi Alfaro</i>	

318. VIADUCTO DE ALMONTE. DISEÑO Y CONTROL DE CONSTRUCCIÓN	64
<i>Guillermo Capellán Miguel, Javier Martínez Aparicio, Emilio Merino Rasillo, Pascual García Arias, Pablo Jiménez Guijarro</i>	
320. LA FUNCIONALIDAD COMO PARÁMETRO DETERMINANTE DE UN DISEÑO. LA PASARELA PARA PEATONES Y CICLISTAS DE ST. PHILIPS EN BRISTOL	65
<i>Héctor Beade Pereda, Rocío Romo Torres, John McElhinney, Bogdan Barbulescu</i>	
321. NUEVO DISEÑO DEL PONTE DEI CONGRESSI EN ROMA, ITALIA	65
<i>Guillermo Capellán Miguel, Miguel Sacristán Montesinos, Juan José Arenas de Pablo</i>	
324. EXPERIENCIAS EN LA SUSTITUCIÓN DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN SOBRE ESTRUCTURAS EXISTENTES	66
<i>Noemí Corral Moraleda, Paloma Lampaya Nasarre, Tomás Ripa Alonso</i>	
325. PUENTE DE ACCESO A LA NUEVA ISLA DE ZORROTZAURRE: PUENTE FRANK GEHRY	67
<i>Guillermo Capellán Miguel, Pablo Alfonso Domínguez, Héctor Beade Pereda, Jorge López Tamames, Víctor García Martín</i>	
329. PASARELA COLGANTE SOBRE EL RÍO PAS	68
<i>Javier Oliva Quecedo, Arturo Ruiz de Villa Valdés</i>	
334. EL VIADUCTO DEL CORGO Y EL VIADUCTO TRANS-RHUMEL. DOS EJEMPLOS DE CONSTRUCCIÓN <i>IN SITU</i> DE TABLEROS ATIRANTADOS EJECUTADOS POR VOLADIZOS SUCESIVOS	68
<i>Aquilino Raimundo, Daniel Rodríguez Pereiras</i>	
337. PUENTE DE LA FLORIDA, OVIEDO	69
<i>Guillermo Capellán Miguel, Alejandro Godoy Ansótegui, Marianela García Pérez, Santiago Guerra Soto</i>	
338. SUSTITUCIÓN DE ANCLAJES VERTICALES DE ESTRIBOS EN EL ENLACE DE LA A-42 CON LA N-400	70
<i>Ignacio Rueda Sastre, Tomás Ripa Alonso</i>	
342. DIAGNÓSTICO Y REPARACIÓN DE LOS PILONOS DEL PUENTE DE RANDE	71
<i>Fernando Rodríguez García, Pilar Segura Pérez, José Millán Pérez, Javier Martínez González</i>	
343. PROYECTO DE SUSTITUCIÓN DEL GERALD DESMOND BRIDGE. CONSTRUCCIÓN DE LOS VANOS DE APROXIMACIÓN MEDIANTE CIMBRA AUTOLANZABLE	71
<i>Aquilino Raimundo, José Antonio Becerra Mosquera, Daniel Rodríguez Pereiras</i>	
346. ASSESSMENT AND STRENGTHENING EXPERIENCE WITH BRIDGES IN GERMANY	72
<i>Michael Müller, Volkhard Angelmaier, Wolfgang Eilzer</i>	
348. PUENTE DE QUEENSFERRY. DISEÑO CONCEPTUAL Y DISEÑO BASE	73
<i>Richard Hornby, Matt Carter, Steve Kite, Billy Minto</i>	
352. TAMINA CANYON CROSSING, BAD RAGAZ, SWITZERLAND	73
<i>Volkhard Angelmaier, Wolfgang Eilzer, Michael Müller, Holger Haug</i>	
353. DISEÑO DE 2 NUEVOS PUENTES EN LIMA: PUENTE JUNÍN Y PUENTE LEONCIO PRADO	74
<i>Guillermo Capellán Miguel, Miguel Sacristán Montesinos, Alejandro Godoy Ansótegui, Carlos David Alonso Velasco, José Luis Pando Anta</i>	
354. EL PUENTE QUEENSFERRY CROSSING. DESARROLLO DEL DISEÑO GANADOR	75
<i>Joseph Michael Martin, Peter Curran, Felipe Tarquis Alfonso, Peter Walser, Stephan Hamm</i>	
355. NUEVO QUEENSFERRY CROSSING. LANZAMIENTO DEL VIADUCTO DE ACCESO SUR	75
<i>Héctor Bernardo Gutiérrez, Antonio Vázquez Salgueiro, José Manuel González Barcina, Francisco Niño Tejedor, Steve Thompson</i>	
359. DISEÑO DE LA PASARELA DE RAOS SOBRE LA A-67, SANTANDER	76
<i>Guillermo Capellán Miguel, Miguel Sacristán Montesinos, Alejandro Godoy Ansótegui, Marianela García Pérez</i>	

361. PUENTE DE VELAS DE BARRA VIEJA, MÉXICO	77
<i>Leonardo Fernández Troyano, Guillermo Ayuso Calle, Lucía Fernández Muñoz, Alberto Muñoz Tarilonte, Raúl González Aguilar</i>	
362. PUENTE ROTONDA DE ENGORDANY EN ESCALDES, ANDORRA	77
<i>Leonardo Fernández Troyano, Guillermo Ayuso Calle, Lucía Fernández Muñoz</i>	
363. VIADUCTOS EN LA LÍNEA DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD DE AL-HARAMAIN (ARABIA SAUDITA)	78
<i>Manuel Biedma García, Mayra Toledo Serrano</i>	
366. EL SISTEMA DE LANZAMIENTO DE VANOS COMPLETOS APLICADO A LA CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO SHEIKH JABER AL-AHMED AL-SABAH	79
<i>Aquilino Raimundo, José Antonio Becerra Mosquera, Daniel Rodríguez Pereiras</i>	
368. NUEVO PUENTE DE GOLBARDO SOBRE EL RÍO SAJA, CANTABRIA	80
<i>Guillermo Capellán Miguel, Emilio Merino Rasillo, Alejandro Godoy Ansótegui, Marianela García Pérez, Santiago Guerra Soto</i>	
369. CIERRES DEL TABLERO EN EL NUEVO QUEENSFERRY CROSSING	80
<i>Héctor Bernardo Gutiérrez, Antonio Vázquez Salgueiro, Antonio Martínez Cutillas, Martin Romberg, Felipe Tarquis Alfonso</i>	
371. ARCO DE TABLERO INTERMEDIO SOBRE EL BARRANCO DE ERQUES. CONSTRUCCIÓN	81
<i>Santiago Pérez-Fadón Martínez, José Emilio Herrero Beneitez, Juan José Sánchez Ramírez, Pablo Loscos Areoso</i>	
372. NUEVO QUEENSFERRY CROSSING. LANZAMIENTO DEL VIADUCTO DE ACCESO NORTE	81
<i>Héctor Bernardo Gutiérrez, Antonio Vázquez Salgueiro, Gabriel Menéndez-Pidal Sendrail, Steve Thompson, Alan Ward</i>	
373. ARCO DE TABLERO INTERMEDIO SOBRE EL BARRANCO DE ERQUES. DISEÑO	82
<i>Santiago Pérez-Fadón Martínez, José Emilio Herrero Beneitez, Juan José Sánchez Ramírez, Pablo Loscos Areoso, José Manuel Simón-Talero Muñoz, Alejandro Hernández Gayo, Ramón María Merino Martínez</i>	
375. CIMENTACIONES TABLESTACADAS EN EL NUEVO QUEENSFERRY CROSSING	83
<i>Antonio Vázquez Salgueiro, Nicolás Burbano Pita, Manuel Pita Olalla, Stephan Hamm, Raimundo Saiz Pérez</i>	
376. CONSTRUCCIÓN DE LAS TORRES ATIRANTADAS DEL NUEVO QUEENSFERRY CROSSING	84
<i>Antonio Vázquez Salgueiro, Stephan Hamm, Peter Walser, Martin Romberg, Felipe Tarquis Alfonso</i>	
388. ESTRUCTURAS DE LA VARIANTE SUR DE ERMUA	84
<i>Guillermo Capellán Miguel, Alejandro Godoy Ansótegui, Marianela García Pérez, Pablo Alfonso Domínguez, Sara Urdinguio Vega</i>	
389. MÉTODOS CONSTRUCTIVOS EN EL TRAMO ATIRANTADO DEL NUEVO QUEENSFERRY CROSSING	85
<i>Antonio Vázquez Salgueiro, Dan J. Raynor, Martin Romberg, Peter Walser, Felipe Tarquis Alfonso</i>	
408. TRADICIÓN E INNOVACIÓN PARA EL PUENTE DE SAN IGNACIO EN LA NUEVA ISLA DE ZORROTZAURRE EN BILBAO	86
<i>Ana Lorea Arnal, Sergio Saiz García</i>	
420. EMPUJE DE PASARELA EN EL DUBAI MALL (EMIRATOS ÁRABES UNIDOS)	86
<i>Sergio Couto Wörner, Jorge Cascales Fernández, Ricardo Rico Rubio</i>	
424. A26. AUTOESTRADA DO BAIXO ALENTEJO. TRAMOS A, B, C, D2 Y E	87
<i>Jorge Cascales Fernández, Sergio Couto Wörner, Ricardo Rico Rubio, Pablo Grandío Noche</i>	
437. 74 NUEVAS ESTRUCTURAS EN LA AMPLIACIÓN DE LA AUTOPISTA ETR407 (TORONTO, CANADÁ)	88
<i>Ángel Carriazo Lara, Javier Gamino Palomo, Vega Laguna Díaz, Alberto Fernández Álvarez</i>	
438. PUENTE FERROVIARIO METÁLICO DE BRAEHEAD SOBRE LA AUTOPISTA M8 (GLASGOW, ESCOCIA)	88
<i>Ramón María Merino Martínez, José Manuel Simón-Talero Muñoz, Juan José Sánchez Ramírez, Francisco José Palacios Climent</i>	

439. CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE SOBRE EL RÍO NARCEA	89
<i>Eduardo Montes de Frutos, Laura Valdizán Arcera, Pablo González Pereda</i>	
445. PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONTROL DE EJECUCIÓN DE PUENTES DE VOLADIZOS EN BRASIL	90
<i>Ángel Carriazo Lara, Francisco José Ponce Cordero, Álvaro Mazariegos Borobio</i>	
448. AMPLIACIÓN DE LA AVENIDA JAMAL ABDUL NASSER EN KUWAIT	91
<i>José Manuel Martínez García, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Javier Fernández-Dívar Sánchez, Marcos Jesús Pantaleón Prieto</i>	
455. NEW QUEENSFERRY CROSSING. SISTEMA DE ATIRANTAMIENTO	92
<i>Antonio Vázquez Salgueiro, Miguel González Olivares, Martin Romberg, Peter Walser, Rachid Annan</i>	
461. PUENTE ATIRANTADO TRENG TRENG-KAY KAY EN TEMUCO, CHILE	93
<i>Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Ricardo Rafael Pereira da Sousa, Guillermo Ortega Carreras, Frank Schanack, Marcos Jesús Pantaleón Prieto, Juan Peña Lasso</i>	
462. PUENTE DE VIGAS DE LONGITUD MEDIA SIN JUNTAS DE DILATACIÓN INTERMEDIAS: VIADUCTO DE CASTILBLANCO SOBRE EL EMBALSE DE GARCÍA SOLA	93
<i>Cristina Gaité González, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Manuel Tomás Moreno, Enrique Carrera Carrero, Fernando Pedraza Majárrez, Marcos Jesús Pantaleón Prieto, Javier Fernández-Dívar Sánchez, Roberto Escalona de la Fuente</i>	
463. ANTEPROYECTO DE VIADUCTO DE 14 KM SOBRE EL MAR ENTRE ARABIA SAUDÍ Y BARÉIN	94
<i>Ignacio Abad González, Guillermo Santamaría Caballero</i>	
465. EMPUJE DEL VIADUCTO EN ARCO TRIANGULADO DE TABLERO INFERIOR PARA FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE LA AUTOVÍA A-45	95
<i>Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Juan Peña Lasso, Ricardo Rafael Pereira da Sousa, Manuel Ángel Díaz García, Marcos Jesús Pantaleón Prieto</i>	
466. REHABILITACIÓN DE TABLEROS MIXTOS REALIZADOS EN ACERO CON RESISTENCIA MEJORADA FRENTE A LA CORROSIÓN ATMOSFÉRICA	96
<i>Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Haritz García Coca, Marcos Jesús Pantaleón Prieto, Alberto Esteban Castrillejo</i>	
468. VIADUCTO DEL CORTIJO DE ROPEROS. PILA DELTA COMO SOLUCIÓN PARA EL PUNTO FIJO EN VIADUCTOS EN ZONAS DE SISMICIDAD MEDIA	97
<i>Guillermo Ortega Carreras, Jorge Eloy de Vena Retuerto, Cristina Gaité González, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Marcos Jesús Pantaleón Prieto, Ángela Martín Ochoa</i>	
469. VIADUCTOS DE SAN FELIPE Y LAS TINAJAS EN ZONAS DE ALTO RIESGO SÍSMICO (RUTA 60, CHILE)	98
<i>Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Iván Campo Rumoroso, Luis García Vega, Marcos Jesús Pantaleón Prieto, Javier Fernández-Dívar Sánchez, Roberto Escalona de la Fuente</i>	
470. CONCEPTO Y OBRA EN LA REHABILITACIÓN DE UN PUENTE METÁLICO DISEÑADO EN EL SIGLO XIX: PUENTE DE TRETO	98
<i>Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, David García Sánchez, Iván Toribio Sánchez, Manuel Ángel Díaz García, Juan Peña Lasso, Marcos Jesús Pantaleón Prieto</i>	
471. RAMPAS DE ACCESO AL VIADUCTO BICENTENARIO Y AUNORTE, AUTOPISTAS ELEVADAS EN LA CIUDAD DE MÉXICO	99
<i>Ricardo Rafael Pereira da Sousa, Luis García Vega, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Marcos Jesús Pantaleón Prieto</i>	
472. OPTIMIZACIÓN DE PUENTES DE VARIOS VANOS ISOSTÁTICOS EN ZONAS SISMOACTIVAS MEDIANTE LA SUPRESIÓN DE JUNTAS	100
<i>Antonio Madrid Ramos, Carmen Lozano Bruna, Alejandro Nicolás Pazo, Miguel Ángel Higuera Antón, David Nogueira Abal, Amaya Hernando Martín</i>	
476. INSTRUMENTACIÓN Y ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE DE TRETO DURANTE SU REHABILITACIÓN	101
<i>David García Sánchez, Vicente Puchol de Celis, Felipe Collazos Arias, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez</i>	

477. CÁLCULO DE LAS ESTRUCTURAS DE LA AUTOPISTA AL MAR 1 (COLOMBIA)	102
<i>Antonio J. Alejandro Nicolás Pazo, Miguel Ángel Higuera Antón, David Nogueira Abal, Amaya Hernando Martín, Carmen Lozano Bruna</i>	
478. ACONDICIONAMIENTO DEL PASO INFERIOR DE LA A-6 BAJO LA PLAZA DEL CARDENAL CISNEROS (MADRID)	103
<i>Juan Jesús Álvarez Andrés, Cristina Cobo Rodríguez, José Antonio Martín-Caro Álamo, Damián J. Terrasa Díaz</i>	
479. ESTRUCTURAS DEL CORREDOR VIAL BUCARAMANGA-BARRANCABERMEJA-YONDÓ	104
<i>Antonio J. Madrid Ramos, Carmen Lozano Bruna, Alejandro Nicolás Pazo, Miguel Ángel Higuera Antón, David Nogueira Abal, Amaya Hernando Martín</i>	
480. PUENTES DE LA CARRETERA BOGOTÁ-VILLAVICENCIO, COLOMBIA	105
<i>Juan Jesús Álvarez Andrés, Manuel Ferrer Orduz, Juan Rodríguez Fernández</i>	
481. PUENTE SOBRE EL RÍO SÁNAME (COLOMBIA)	106
<i>Juan Jesús Álvarez Andrés, Manuel Ferrer Orduz, Juan Rodríguez Fernández</i>	
482. PUENTE DE SAN MIGUEL (COLOMBIA)	107
<i>Juan Jesús Álvarez Andrés, Manuel Ferrer Orduz, Juan Rodríguez Fernández</i>	
483. PUENTE DE PERDICES I (COLOMBIA)	107
<i>Juan Jesús Álvarez Andrés, Manuel Ferrer Orduz, Juan Rodríguez Fernández</i>	
484. ESTRUCTURA SINGULAR EN EL RAMAL FERROVIARIO AL BAJO DE LA CABEZUELA	108
<i>Antonio J. Madrid Ramos, Miguel Ángel Higuera Antón, Alejandro Nicolás Pazo, Amaya Hernando Martín</i>	
491. DOS PASOS SUPERIORES MIXTOS ANCHOS CON DOBLE CAJÓN Y LUCES MEDIAS	109
<i>Javier Pascual Santos, Diego Pajuelo Gallardo, Borja Mendizábal del Arco, Pablo Campos Acebo</i>	
497. PASARELA PEATONAL Y CICLISTA EN EL PARQUE FORESTAL DE LAS CONTIENDAS, EN VALLADOLID	110
<i>Javier Pascual Santos, Diego Pajuelo Gallardo, Borja Mendizábal del Arco, Pablo Campos Acebo, Cristóbal de Alba Macía, Javier Arias Madero</i>	
498. SUBESTRUCTURA DE 4 VIADUCTOS DE FERROCARRIL EN LA LAV MADRID-EXTREMADURA. INCIDENCIA DE LA INTERACCIÓN VÍA-ESTRUCTURA EN SU DISEÑO	111
<i>Javier Pascual Santos, Diego Pajuelo Gallardo, Borja Mendizábal del Arco, Pablo Campos Acebo, David Arribas Mazarracín, José Luis del Valle Sánchez</i>	
499. REHABILITACIÓN Y ENSANCHE DE PUENTES EXISTENTES	112
<i>Jordi Pons Gabarrón</i>	
502. PUENTE ATIRANTADO DE HISGAURA	112
<i>Francisco Javier Jordán García, Rafael de Oliveira Cabral, Diego Sisi Maestre, Narciso Pulido Asín, Cristian Bernal Pérez, Nelson Betancour Suárez</i>	
503. PUENTE CROSS RIVER ENTRE NIGERIA Y CAMERÚN	113
<i>Francisco Javier Jordán García, Rafael de Oliveira Cabral, Juan Carlos Rosa García, Zuzanna Joanna Rzeplinska, Jordi Pons Gabarró</i>	
504. DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES. EJEMPLOS RECIENTES EN COLOMBIA	114
<i>Francisco Javier Jordán García, Nelson Betancour Suárez</i>	
517. VIADUCTOS URBANOS EN RIAD	115
<i>José Antonio Crespo Martínez, Domingo Lorenzo Esperante, José Ramón González de Cangas, Guillermo Ferrer Gutiérrez</i>	
518. ENLACES URBANOS EN DAMMAM Y KHOBAR, ARABIA SAUDÍ	115
<i>José Antonio Crespo Martínez, Domingo Lorenzo Esperante, José Ramón González de Cangas, Guillermo Ferrer Gutiérrez</i>	
521. ENSAYOS DE VIENTO PARA EL PUENTE DE LA CONSTITUCIÓN DE 1812 SOBRE LA BAHÍA DE CÁDIZ	116
<i>Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Haritz García Coca, Miguel Ángel Astiz Suárez, Svend Ole Hansen, José María Terrés Nicoli</i>	

522. LA INYECCIÓN DE TENDONES EN PUENTES DE LOS EE. UU.: LA SAGA CONTINÚA.....	117
<i>Juan José Goñi Baamonde, Antonio Marino García Benítez</i>	
530. CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL DE UN AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA (TMD) PARA LA ATENUACIÓN DE VIBRACIONES DE LOS TIRANTES DE UN PUENTE.....	117
<i>José Manuel López Collantes, José María Terrés Nícoli, Christian Mans, José Martínez Salcedo</i>	
549. VIADUCTO SOBRE JAMAL ABDUL NASSER STREET, KUWAIT.....	119
<i>Luis Matute Rubio, Javier Torrico Liz, Daniel Martínez Agromayor, Javier Milián Mateos, Jesús Martín Suárez, Reyes García Orduña, Alejandro Abel Núñez, Alberto Nicolás Pazo</i>	
560. PUENTE ARCO SOBRE EL RÍO VARTA EN GORZÓW WIELKOPOLSKI, POLONIA.....	119
<i>Héctor Bernardo Gutiérrez, Conchita Lucas Serrano, José Manuel Merayo Pérez</i>	
562. PUENTE ARCO IRIS: PUENTE TRANVIARIO SOBRE LA AUTOPISTA ESTE-OESTE, CONSTANTINE, ARGELIA.....	120
<i>Jorge Bernabeu Larena, Javier Celemín Santillana</i>	
565. PUENTE DUNA: INTERSECCIÓN VIARIA ENTRE ABI BAKR ROAD E IMAN SAUD ROAD, RIAD, ARABIA SAUDITA	121
<i>Jorge Bernabeu Larena, Ignacio Díaz Morcillo</i>	
35. PUENTE SOBRE EL RÍO CHICHE EN QUITO, ECUADOR.....	122
<i>Juan Manuel Calvo Rodríguez, Joaquín Arroyo Márquez, Alfonso Fernández Pacheco Amor, Fernando Romo</i>	
295. TABLERO DE VIGAS PREFABRICADAS EN EL METRO DE RIAD	122
<i>Hugo Corres Peiretti, David Fernández-Ordoñez, Jesús Fernández de Bobadilla, Benjamín Domínguez Santana</i>	
S2. EDIFICACIÓN.....	123
10. EL CONCEPTO RESISTENTE COMO SISTEMA CONFIGURADOR DE PROYECTOS SINGULARES: LA ESTRUCTURA ENVOLVENTE DEL EDIFICIO 112 REUS	123
<i>Roger Señís López</i>	
32. CAMPUS IBERDROLA	124
<i>Patricio García Hernández, Álvaro Martínez Soto, José Antonio del Rosario, José de la Peña Coronado</i>	
52. ESTACIONES DEL TRAMO 1 DEL PROYECTO EJECUTIVO DEL TREN INTERURBANO MÉXICO-TOLUCA, MÉXICO	125
<i>Álvaro Fernández Celemín, Carlos Llopis Camps, Íñigo López de Vicuña, José Civera Abad, Mario Martins da Cruz</i>	
65. LA EFICIENCIA ENERGETICA DE LA MANO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN	125
<i>Xavier Aguiló Aran, Lluís Moya Ferrer</i>	
91. REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL DEL CONVENTO DE STA. M.ª DE LOS REYES, SEVILLA, ESPAÑA	126
<i>Luis Díaz de la Cruz, Ángel Rozas, Luis Cosano, Pablo Vílchez</i>	
92. REFUERZO DE LA ESTRUCTURA DE CUBIERTA EN UN CENTRO COMERCIAL FRENTE A LA INESTABILIDAD POR ACUMULACIÓN DE AGUA (PONDING), BUENOS AIRES, ARGENTINA.....	127
<i>Pablo Vílchez, Jorge Herrera, Andrés Brando, Ángel Rozas</i>	
93. ESTRUCTURA DEL CENTRO CANALEJAS MADRID. UN CASO SINGULAR DE REHABILITACIÓN URBANA.....	128
<i>David Rodríguez Muñoz, Álvaro Serrano Corral, Belén Ballesteros Molpeceres</i>	
95. SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN Y APEO DE FACHADAS EN INTERACCIÓN CON ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CENTRO CANALEJAS MADRID.....	128
<i>David Rodríguez Muñoz, Álvaro Serrano Corral, César Herrera Castilla</i>	

97. CENTRO CANALEJAS MADRID. ASPECTOS RELEVANTES DE LA CONSTRUCCIÓN.....	129
<i>David Rodríguez Muñoz, Álvaro Serrano Corral, Manuel Carlos Carreto Prades</i>	
107. PROYECTO DE LA NUEVA ESTRUCTURA PARA LA AMPLIACIÓN DEL NUEVO ESTADIO DEL ATLÉTICO DE MADRID	130
<i>Ginés Ladrón de Guevara Méndez, David Rodríguez Muñoz, Belén Ballesteros Molperez, Marta Palacios Lloret, Jesús Gómez Hermoso</i>	
108. PROYECTO DE REHABILITACIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO EXISTENTE DEL NUEVO ESTADIO DEL ATLÉTICO DE MADRID.....	131
<i>Ginés Ladrón de Guevara Méndez, David Rodríguez Muñoz, Pietro Bartalotta, Luca Ceriani, Jesús Gómez Hermoso</i>	
115. PROYECTO SISMORRESISTENTE DEL MUELLE DE PUERTO QUETZAL, GUATEMALA.....	132
<i>Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo, Carlos Gordo Monsó, Pedro Atanasio Utrilla</i>	
123. CONSTRUCCIÓN DE SÓTANOS BAJO EL MERCADO MODERNISTA DE SANT ANTONI EN BARCELONA.....	132
<i>Ramón Sánchez Fernández, Ángel Sánchez de Dios, Arnau Teruel Sicart, Luis Castro Soto</i>	
159. ELIMINACIÓN DE JUNTAS DE DILATACIÓN EN EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO. APLICACIÓN DE MODELOS COHESIVOS NO LINEALES	133
<i>Jacinto Ruiz Carmona, Juan Rey Rey, Pablo Vegas González</i>	
164. CONSTRUCCIÓN DE LA NUEVA SEDE DEL BANCO POPULAR FASE II EN MADRID	134
<i>Susana Jareño Cobo, M.ª Mercedes Madrid Ramos, Ángel Vidal Vacas, Álvaro Serrano Corral</i>	
166. REMODELACIÓN INTEGRAL DEL ESTADIO SANTIAGO BERNABÉU: LA OBLIGACIÓN DE APROVECHAR LAS DIFERENTES ESTRUCTURAS EXISTENTES.....	134
<i>José Antonio Martín-Caro Álamo, José Luis Martínez Martínez</i>	
167. ZÓCALO DE LA QUINTA TORRE DE MADRID: CONSTRUYENDO NUEVOS USOS SOBRE UNA BASE HEREDADA	135
<i>José Antonio Martín-Caro Álamo, José Luis Martínez Martínez, Marta Gil Jimeno, Gonzalo Moreno Bayo</i>	
168. CENTRO DE CONVENCIONES DE LIMA: UNA ESTRUCTURA SINGULAR EN UNA ZONA DE ALTA SISMICIDAD	136
<i>Raúl Ríos, Tono Fernández Usón, Javier Álvarez de Tomás, Javier Gómez Mateo, Alejandro Bernabeu Larena</i>	
178. LA LUNA HOTEL (BAKÚ, AZERBAIYÁN)	137
<i>Fernando Martínez García, Francisco López-Manzanares Garc, José Soriano Martín, Antonio Romero Ballesteros</i>	
180. MUSEO NACIONAL DE LA ENERGÍA DE PONFERRADA	138
<i>David Sanz Cid, Fabiola Pierantoni Silva</i>	
181. ESTUDIO NUMÉRICO DE LOS EFECTOS DEL VIENTO EN EL EDIFICIO DE LA 5.ª TORRE, MADRID	138
<i>José Luis Martínez Martínez, José Antonio Martín-Caro Álamo</i>	
191. CUBIERTA DE LA AMPLIACIÓN DE LA TERMINAL DEL AEROPUERTO DE GRAN CANARIA	139
<i>Peter Tanner Furrer, David Sanz Cid</i>	
193. ESTRUCTURA DEL COMPLEJO ADMINISTRATIVO ISLA CHAMARTÍN EN MADRID	140
<i>Belén Ballesteros Molperez, Ginés Ladrón de Guevara Méndez</i>	
195. PLANTA DE COMPOSTAJE Y ESTACIÓN DE TRANSFERENCIA DE EPELE, GUIPÚZCOA.....	140
<i>Juan Luis Bellod Thomas, David Sanz Cid</i>	
198. ESTACIÓN DE SANTA FE, TRAMO 3 DEL PROYECTO EJECUTIVO DEL TREN INTERURBANO MÉXICO-TOLUCA, MÉXICO.....	141
<i>Carlos Llopis Camps, Pablo Peña Rambla</i>	

208. AEROPUERTO INTERNACIONAL KING ABDULAZIZ EN JEDDAH, ARABIA SAUDÍ	142
<i>Patricio García Hernández, David Castro Pallarés, Cliff McMillan, Tabitha Tavolaro</i>	
210. ESTACIONES ENTERRADAS DE LA LÍNEA 3 DEL METRO DE RIAD. ESTACIONES PROFUNDAS CON CONTRABÓVEDA	143
<i>Gonzalo Zarrabeitia Ullibarri, Francisco Javier Gómez Corral, Antonio Martín Colecha</i>	
216. NUEVO POLIDEPORTIVO Y RESIDENCIA EN EL COLEGIO DEL BUEN CONSEJO EN MADRID	143
<i>Fabiola Pierantoni Silva, Susana Jareño Cobo, Javier de Leyva Rojo, Javier Castellanos Paniza, M.ª Mercedes Madrid Ramos</i>	
217. PROYECTO ITER. OPERACIÓN DE IZADO DE LA CUBIERTA DEL EDIFICIO DE ENSAMBLAJE	144
<i>Jordi Málaga Sallés, Oriol Ribas Escola, Claudio Rocha, José Miguel Gómez Rodríguez, David Rebozo Colmenero</i>	
221. PROYECTO ITER. DISEÑO Y PUESTA EN OBRA DE LOS PILARES DE HORMIGÓN ARMADO EN EL EDIFICIO DE CRIOGENIZACIÓN (CRYOPLANT)	145
<i>José Miguel Gómez Rodríguez, Fernando Bravo Notario, Carlos Aníbal Rodríguez Pardo, Sandra Álvarez Gutiérrez</i>	
245. ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO COMERCIAL PARA INDITEX EN LA C/ COMPOSTELA (A CORUÑA)	146
<i>José Antonio González Meijide, Arturo Antón Casado, Jesús José Corbal Álvarez</i>	
251. NUEVA SEDE DEL BANCO POPULAR FASE II. SALÓN DE ACTOS	147
<i>Jesús M. Cerezo Miguel</i>	
254. RETOS EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL HOSPITAL DE EL SALVADOR EN SANTIAGO DE CHILE	147
<i>José Roberto Marín Sampalo, Ignacio López Picasso, Manuel de la Cal Manteca</i>	
256. ELEMENTOS DE SOMBREAMIENTO DE MATERIALES COMPUESTOS	149
<i>Miguel Ángel Núñez Díaz</i>	
261. PROYECTO ESTRUCTURAL DE LAS ESTACIONES DE LA RED LINE SOUTH DEL METRO DE DOHA, QATAR	149
<i>Pietro Bartalotta, Alejandro Yustres Real, Borja Encinas Maldonado, Juan Carlos Alonso López, Álvaro Serrano Corral</i>	
264. ELEMENTOS METÁLICOS SINGULARES DE LAS ESTACIONES DE LA RED LINE SOUTH DEL METRO DE DOHA, QATAR	150
<i>Pietro Bartalotta, Alejandro Yustres Real, Ángel Vidal Vacas, Alberto Curbelo Díaz, Álvaro Serrano Corral</i>	
269. FINANSARKEN BJERGSTED, STAVANGER: UN INNOVADOR EDIFICIO DE OFICINAS CON ESTRUCTURA DE MADERA	151
<i>Gaute Mo, Mario Rando, Katie Overton, Fernando Ibáñez Climent, Manuel Sánchez-Solís Rabadán</i>	
275. PROYECTO ITER. BIM EN DETALLES DE ARMADURA PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN BAJO SEGURIDAD NUCLEAR	151
<i>Alberto Caballero Ruiz, José Miguel Gómez Rodríguez, Felipe Quiroz, María José Martín Fernández</i>	
283. APLICACIÓN DE UN PÓRTICO ESTRUCTURAL HÍBRIDO TIPO SKELSION A UNA NAVE INDUSTRIAL	152
<i>Gonzalo Goberna Pérez, María del Mar Goberna Pérez, Diego Velayos López</i>	
291. REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL DE LA ANTIGUA SEDE DE BANESTO EN BARCELONA	153
<i>Luca Ceriani, Francisco José González Ramos, Álvaro Serrano Corral</i>	
292. GRAN TEATRO DE CASABLANCA	154
<i>Luca Ceriani, Pietro Bartalotta, Borja Encinas Maldonado</i>	
296. PROYECTO ITER. ANÁLISIS DE VIBRACIÓN DE LOS COMPRESORES EN EL EDIFICIO DE CRIOGENIZACIÓN (CRYOPLANT)	155
<i>Ramon Margalet de Zabalo, María José Martín Fernández, Román Martín Martín, Mariano Serrano de la Asunción</i>	

305. SOLUCIÓN DE REFUERZO DE LA ESTRUCTURA DE LA TRIBUNA NORTE DEL ESTADIO MUNICIPAL DE BALAIÓDOS, VIGO	156
<i>Leonardo Todisco, José Soriano Martín, Javier León González</i>	
322. ANÁLISIS DINÁMICOS EN EL COMPLEJO ITER. APLICACIÓN AL RF HEATING BUILDING#15	157
<i>Fernando Bravo Notario, Ángel Hernández Basterra, María José Martín Fernández, Alberto Caballero Ruiz</i>	
328. DISEÑO BASADO EN PRESTACIONES FRENTE A LA ACCIÓN DEL FUEGO DEL COMPLEJO DE FUSIÓN NUCLEAR ITER, EN FRANCIA	158
<i>Carlos Muñoz Blanc, Alicia Soler Orcal, Ramon Margalet de Zabalo, Xavier Ros Batlle</i>	
330. ESTRUCTURA DE LA NUEVA SEDE CORPORATIVA DEL BANCO POPULAR EN MADRID	159
<i>Ángel Vidal Vacas, Álvaro Serrano Corral</i>	
333. ASPECTOS SINGULARES DEL PROYECTO DE LA ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE LA NUEVA SEDE DEL BANCO POPULAR EN MADRID	159
<i>Ángel Vidal Vacas, Álvaro Serrano Corral</i>	
341. PROYECTO Y OBRA DEL APARCAMIENTO SUBTERRÁNEO EN EL DISTRITO C DE TELEFÓNICA	160
<i>Ignacio Rueda Sastre, Tomás Ripa Alonso</i>	
345. CUBIERTA-BURBUJA DE DESERT CITY	161
<i>Guillermo Capellán Miguel, Santiago Guerra Soto, Julio González Zalduondo, José María García Lastra</i>	
347. EDIFICIO DE OFICINAS PARA GMP EN LAS TABLAS, MADRID: ESTRATEGIA ESTRUCTURAL PARA UNA FACHADA PORTANTE SOMETIDA AL FUEGO	162
<i>José Antonio Martín-Caro Álamo, Damián Javier Terrasa Díaz, Daniel Bueso-Inchausti Toro</i>	
386. ESTRATEGIAS DE INTERVENCIÓN ESTRUCTURAL SOBRE EDIFICIOS DEL PATRIMONIO HISTÓRICO INDUSTRIAL: ALGUNAS REALIZACIONES RECIENTES EN MADRID	163
<i>Juan Rey Rey, Pablo Vegas González, Jacinto Ruiz Carmona</i>	
436. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO HOSPITAL DE ANTOFAGASTA CON AISLAMIENTO BASE	163
<i>Ramón Sánchez Fernández, Emiliano Pinto Gómez</i>	
532. ESTUDIO DE MODIFICACIÓN DE LOS EFECTOS DEL VIENTO EN UNA TORRE CON UN RECRECIDO SUPERIOR	164
<i>Marina Hinojosa Lucena, José María Terrés Nícoli, Christian Mans, Juan Carlos Arroyo</i>	
535. AMPLIACIÓN DEL ESTADIO DE MADRID. EJECUCIÓN DE LA ESTRUCTURA	165
<i>Jesús Gómez Hermoso, Ginés Ladrón de Guevara Méndez</i>	
537. AMPLIACIÓN DEL ESTADIO DE MADRID. EJECUCIÓN DE LA CIMENTACIÓN	166
<i>Jesús Gómez Hermoso, Ginés Ladrón de Guevara Méndez</i>	
557. UTOPIA VS. REALIDAD: INTERVENCIONES EN LA UNIDAD 2 DE CARANZA, FERROL, ESPAÑA	166
<i>Juan Pérez Valcárcel</i>	
S3. OTROS PROYECTOS Y REALIZACIONES	167
26. GALERÍA PREFABRICADA DE PROTECCIÓN FRENTE A CAÍDA DE ROCAS EN EL TRAMO NUENO-CONGOSTO DE LA A-23	167
<i>Miguel Peláez Ruiz, Ángel José León Alonso</i>	
90. TRABAJOS DE REPARACIÓN Y MANTENIMIENTO EN EL MUELLE DE TOLÚ, COLOMBIA	168
<i>Luis Cosano, Ángel Rozas, Óscar Llamazares, Pablo Vilchez, Ricardo Masson, Txomin Echeveste</i>	

109. LÍNEA 5 DEL METRO DE RIAD. TÚNEL TBM Y ESTACIONES SUBTERRÁNEAS	169
<i>José María Lorenzo Romero, José Luis Sánchez Jiménez, Xavier Torelló Ciriano</i>	
172. GRANDES DEPÓSITOS DE AGUA EN ARABIA. REVISIÓN DEL DISEÑO Y SUPERVISIÓN DE LA EJECUCIÓN	169
<i>Roberto Jiménez Pérez, José Manuel Duro Rodríguez, Eduardo Torralba Bozzano, Álvaro del Cuvillo Martínez</i>	
192. PROYECTO Y REHABILITACIÓN DEL DEPÓSITO DE CAN BOADA PARA EL PATRIMONIO INDUSTRIAL CATALÁN	170
<i>David García Carrera, Amparo Lecha Gargallo</i>	
241. COMPUERTA DE CIERRE DE LA DÁRSENA DE EMBARCACIONES MENORES DEL PUERTO DE SANTA CRUZ DE LA PALMA	171
<i>Manuel Biedma García, Luis Carrillo Alonso, Francisco Javier Martínez López</i>	
244. VIAL SUBTERRÁNEO EN LA DÁRSENA DE LA MARINA, A CORUÑA	172
<i>José Antonio González Meijide, Arturo Antón Casado, Jesús Corbal Álvarez, Alberto Esteban Castrillejo</i>	
247. NUEVA RAMPA RO-RO PARA EL PUERTO DE SANTANDER	173
<i>Manuel Biedma García, Luis Carrillo Alonso</i>	
252. CONSTRUCCIÓN DE UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA AL PIE DE LA PRESA DE SAN RAFAEL, MÉXICO	173
<i>Mariano Martín Cañueto, Manuel Biedma García, Luis Carrillo Alonso, Iván García Sáez, Jaime Santamarta Martínez, Pedro Jesús Ruiz Román</i>	
258. ANÁLISIS SÍSMICO MEDIANTE MÉTODO PUSHOVER DE UN DEPÓSITO ELEVADO EN ARGELIA	174
<i>Manuel de la Cal Manteca, Roberto Marín Sampalo, David Gran Giménez</i>	
266. METRO DE RIAD, LÍNEA 3: ESTACIONES ELEVADAS	176
<i>María del Mar Mayo Martínez</i>	
268. 5.º TANQUE DE GAS NATURAL LICUADO (GNL) EN LA TERMINAL DE ZEEBRUGGE, BÉLGICA	176
<i>Miguel Bañares Dorado, Javier Nieto Calduch, Mikel Aramburu Celaya, Marc Esquiús Berengueras</i>	
271. COMPLEJO HIDROELÉCTRICO RENACE, EN GUATEMALA. TÚNELES DE ADUCCIÓN DE LAS FASES II Y III	177
<i>Carlos Rozas Labrador, Hugo Corres Peiretti, Fernando Rodríguez García, Javier de Cabo Ripoll, Javier Milián Mateos</i>	
272. NUEVO CARRO VARADERO MODULABLE Y SISTEMA DE TIRO EN EL ASTILLERO DE REPNAVAL	178
<i>Jaime Santamarta Martínez, Manuel Biedma García</i>	
276. PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LOS TÚNELES VIARIOS EN LA PLAZA DE LAS GLORIAS Y ANTEPROYECTO DE VIALIDAD EN SUPERFICIE	178
<i>Javier Rui-Wamba Martija, Carlos García Acón, Luis Castro Soto, Javier Nieto Calduch, Miguel Bañares Dorado</i>	
290. PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTACIONES PARA LA NUEVA LÍNEA 6 DEL METRO DE SANTIAGO DE CHILE	179
<i>Gino Rivera Torres, Andrés Larraín Contador, Rodrigo Raniman Hueche, Héctor González Garrido, Carlos Castañón Jiménez</i>	
311. TORRES EÓLICAS EN BRASIL	180
<i>Carlos Ríos Frutos, Elia María Perez García</i>	
332. REHABILITACIÓN DE LAS OBRAS DE FÁBRICA SITUADAS EN LOS PP. KK. 87+300 Y 88+700 DE LA CARRETERA N-301 ..	181
<i>Noemí Corral Moraleda, Tomás Ripa Alonso</i>	
365. SOLUCIONES INNOVADORAS EN EL CRUCE DE TÚNELES Y ESTACIONES DE LA L5 DEL METRO DE RIAD	182
<i>Víctor Torralba Mendiola, Gonzalo Ramos Schneider, Ángel García-Fontanet Molina, Tomás Arranz Marco, Didac Plana Aguilar, Javier Ainchil Lavín</i>	
377. TÚNELES CON DOVELAS ARMADAS ÚNICAMENTE CON FIBRAS METÁLICAS EN PERÚ	182
<i>Víctor Torralba Mendiola, Gonzalo Ramos Schneider, Antonio Romero Ballesteros</i>	

378. MECANISMOS RESISTENTES DE LAS BÓVEDAS DE LA IGLESIA DE S. PEDRO EN BERGARA, GUIPÚZCOA.....	183
<i>José Galafel González, Javier León González</i>	
427. TANQUES DE HORMIGÓN POSTESADO DE 120 M DE DIÁMETRO EN JEDDAH, ARABIA SAUDÍ.....	184
<i>Guillermo Santamaría Caballero, Antonio García Povill, Pablo Fraile Herrero, Ignacio Abad González</i>	
428. CÚPULAS DE ALUMINIO DE 120 M Y 110 M DE DIÁMETRO EN ARABIA SAUDÍ.....	185
<i>Rodrigo Arias Crespo, Guillermo Santamaría Caballero, Antonio García Povill, Ignacio Abad González</i>	
430. DISEÑO DE ESTRUCTURAS AUXILIARES PARA MANIOBRAS DE HEAVY LIFTING	186
<i>Ricardo Rico Rubio, Sergio Couto Wörner, Jorge Cascales Fernández</i>	
494. GALERÍA ANTIDESPENDIMIENTOS EN EL PK 347 DE LA CARRETERA CN-634, EN ASTURIAS.....	186
<i>Javier Pascual Santos, Diego Pajuelo Gallardo, Borja Mendizábal del Arco, Pablo Campos Acebo, Juan Jesús Álvarez Andrés, Fernando Román Buj, José Félix Goiría Molina</i>	
520. SISTEMA INTEGRAL DE ELEVACIÓN SIE. PLATAFORMA AUTODESLIZANTE PARA REFUERZO Y REPARACIÓN DE UN SILO DE HORMIGÓN.....	187
<i>Manuel Ángel Díaz García, Benjamín Navamuel Aparicio, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez,</i>	
S4. GESTIÓN DE ESTRUCTURAS.....	188
4. REPARACIÓN Y MANTENIMIENTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO CON AGENTES INHIBIDORES DE CORROSIÓN DE APLICACIÓN SUPERFICIAL	188
<i>Javier Suárez Chaves</i>	
27. PLAN DE MANTENIMIENTO DE PUENTES DE LA RED FERROVIARIA DE CHILE	189
<i>Gonzalo Arias Hofman, José Luis Rodríguez Rodríguez</i>	
54. ESTRATEGIAS DE AMPLIACIÓN DE PUENTES Y RECUPERACIÓN DE PATRIMONIO	189
<i>Manuel Reventós Rovira, Jaume Guàrdia Tomàs, Rosa Mora Díaz, David Berdiel Acer</i>	
94. MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN DE SISTEMAS DE ATIRANTAMIENTO: TECNOLOGÍAS, PATOLOGÍAS TIPO, INSPECCIÓN, MONITOREO Y REPARACIONES	190
<i>Nicolás Trotin, Jorge Sánchez, Pablo Vilchez</i>	
98. CONTROL DE PROYECTO Y EJECUCIÓN DE LA OBRA: REPARACIÓN Y REFUERZO DE LA LOSA DEL PUENTE DE LAS AMÉRICAS, CIUDAD DE PANAMÁ, PANAMÁ	191
<i>Ángel Rozas, Pablo Vilchez, César Lasso, Gustavo Sotillo, Mauricio Solórzano, Guillermo Medina</i>	
125. GESTIÓN DE DATOS DE SENSORES DE DURABILIDAD	192
<i>Carmen Andrade Perdrix, Fabiano Tavares Pinto, Marcello Capacchione, M.ª Jesús Fernández González</i>	
260. SUSTITUCIÓN DE CABLES Y REHABILITACIÓN DEL PUENTE COLGANTE DE SAN VICENTE	193
<i>Hugo Corres Peiretti, Francisco Prieto Aguilera, Rafael Timerman</i>	
331. REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS EN LA CALLE 30, MADRID: GESTIÓN, ACTUACIONES Y RESULTADOS.....	193
<i>Paloma Lampaya Nasarre, Tomás Ripa Alonso</i>	
356. ALGUNAS REFLEXIONES SOBRE LA INSTALACIÓN DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN EN LA REHABILITACIÓN DE PUENTES	194
<i>Jesús María Rodríguez Romero, Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma, Elena Díaz Heredia, José Ramón Arroyo Arroyo</i>	
360. GESTIÓN INTEGRAL DE INFRAESTRUCTURAS DEL AYUNTAMIENTO DE MADRID	195
<i>Cristina Cobo Rodríguez, Juan Jesús Álvarez Andrés</i>	

367. REHABILITACIÓN DE LOS TIRANTES DEL PUENTE FERNÁNDEZ CASADO	196
<i>Sierra Ruiz Rabadán, Fernando Martínez Pérez-Beato</i>	
380. AUTOPSIA DEL PUENTE DEL GUADARRAMA.....	197
<i>Javier León González, Pedro Berruezo Martínez-Illescas, Belén Peña Sanz</i>	
382. EXPERIENCIAS EN LA GESTIÓN DE PUENTES EN GALICIA.....	198
<i>José Enrique Pardo Landrove, Javier León González, Jorge Ley Urzáiz, Antonio González Meijide</i>	
384. ENSEÑANZAS, HOY, DE LOS PUENTES DE PIEDRA O LADRILLO	199
<i>Javier León González</i>	
391. METODOLOGÍA PARA LA PRIORIZACIÓN DE ESTRUCTURAS DEGRADADAS.....	200
<i>Ignacio Piñero Santiago, Leire Garmendia Arrieta, José Tomás San José Lombera, María Zalvide Saenz de Buruaga</i>	
421. REHABILITACIÓN DEL PUENTE DEL MILENIO, OURENSE.....	200
<i>Sergio Couto Wörner, Javier Lendoiro Santos, Jorge Cascales Fernández, Ricardo Rico Rubio</i>	
519. LA IMPORTANCIA DEL “REVISOR INDEPENDIENTE” EN EL DISEÑO Y USO DE LOS MEDIOS AUXILIARES EN OBRA	201
<i>Manuel Ángel Díaz García, Juan Peña Lasso, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Marcos Jesús Pantaleón Prieto</i>	
308. DIFERENCIAS ENTRE EL COMPORTAMIENTO DE LOS RELLENOS EN BÓVEDAS HISTÓRICAS DE FÁBRICA DE PUENTES Y EDIFICIOS.....	202
<i>Alejandro Ramos Casquero, Javier León González</i>	
568. ESTRUCTURAS SINGULARES FRENTE A SU FASE DE EXPLOTACIÓN. EL CASO DEL PUENTE DE LA CONSTITUCIÓN DE 1812.....	203
<i>Fernando Pedraza Majárrez, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Manuel Ángel Díaz García, Marta Sacaluga Cornejo</i>	
148. NORMATIVA PARA LA EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES. PASADO, PRESENTE Y FUTURO.....	204
<i>Jorge Ley Urzaiz, José Juan Rozas Hernando, Jesús María Rodríguez Romero, Raúl Rodríguez Escribano, Elena Díaz Heredia</i>	
197. ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES: CENTRO INTERNACIONAL TEQUENDAMA EN BOGOTÁ.....	204
<i>Carlos Castañón Jiménez, David García Menéndez, Jorge de Prado Romero</i>	
230. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS INDUSTRIALES EN BANGLADESH	205
<i>José Antonio del Rosario Tomás, Javier Sanz, George Faller, Patricio García Hernández</i>	
279. ESTRUCTURA PREFABRICADA E <i>IN SITU</i> EN ESTACIONES: NORTHERN LINE EXTENSIÓN, LONDRES.....	206
<i>Pedro Gómez Pérez</i>	
55. INNOVACIÓN Y TRANSFERENCIA DE TECNOLOGÍA	207
41. RECOMENDACIONES PARA LA PRODUCCIÓN DE ZAPATAS COLUMNAS PRETENSADAS DE LAS AUTOPISTAS ELEVADAS DE CIUDAD DE MÉXICO MEDIANTE EL MÉTODO DE LA MADUREZ.....	207
<i>Cristina Vázquez Herrero, Roberto Meli Piralla, Carlos Aire Untiveros, Miguel Ángel Dircio Bautista, Carlos Javier Mendoza Escobedo</i>	
42. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA ARMATURE.ES A LA REDUCCIÓN DE PLAZOS DE CONSTRUCCIÓN DE PUENTES DEL EJE ATLÁNTICO DE ALTA VELOCIDAD	207
<i>Cristina Vázquez Herrero, Gustavo Vázquez Herrero, Susana Lenguas Gil, Félix Sánchez Tembleque</i>	
72. TÉCNICAS DE INSPECCIÓN GPR EN CONSTRUCCIÓN: APLICACIÓN ANDROID PARA EL PROCESADO DE SEÑAL.....	208
<i>Francisco Javier Prego Martínez, Luis Antonio Nieto Matarranz, M.ª Mercedes Solla Carracelas</i>	

131. DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE FIABILIDAD β DE HORMIGONES ESPAÑOLES SOMETIDOS A LAS CLASES DE EXPOSICIÓN XC Y XS.....	209
<i>Carmen Andrade Perdrix, Rosario Martínez Lebrusant, Miguel Ángel Sanjuán Barbudo, Nuria Rebolledo Rámos</i>	
160. LOSA DE LA ESTACIÓN DE LA SAGRERA: ESTUDIO EXPERIMENTAL Y NUMÉRICO DE LA RETRACCIÓN DIFERENCIAL POR SECADO	209
<i>Albert de la Fuente Antequera, Ana Cuartero Rodríguez, Ángel Aparicio Bengoechea</i>	
188. AVANCES EN EL DESARROLLO DE LAS PRIMERAS RECOMENDACIONES DE DISEÑO EN ESPAÑA PARA EL HORMIGÓN DE MUY ALTO RENDIMIENTO	210
<i>Pedro Serna Ros, Juan Ángel López Martínez</i>	
218. THE POSSIBILITY AND LIMITATION OF ON-SITE TESTING OF ANCHORS.....	210
<i>Luis Miguel Pombo Blanco, Antonio Cardo Fernández, Anchors, on-site testing, quality, resistance</i>	
246. OPTIMIZACIÓN DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE HORMIGÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS INDUSTRIALES, PARAMETRIZADA CON EL PROGRAMA GEOGEBRA.....	211
<i>Alfonso Barba Pérez, Jaime Fernández Gómez, David Usero Mainer, Paula Villanueva Llauradó</i>	
262. EL FOMENTO DE LA INNOVACIÓN EN EL SECTOR DE LA CONSTRUCCIÓN.....	212
<i>Jesús Rodríguez Santiago, Miguel Amérigo Revuelta, Carlos Thomás García</i>	
289. ESTRUCTURAS ATACADAS POR CLORUROS. APLICACIÓN DE PROTECCIÓN CATÓDICA EN EL PUENTE DE ACCESO A LA ISLA DE AROUSA.....	213
<i>José Antonio Becerra Mosquera, José Manuel Millán Pérez, José Enrique Pardo Landrove, Diego Carro López</i>	
319. CUANTÍAS MÍNIMAS DE REFUERZO PARA DOVELAS DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS PARA ANILLOS DE TÚNEL. CAMPAÑA EXPERIMENTAL.....	214
<i>Nadia Quijano Arteaga, Eduardo Galeote Moreno, Ana Blanco Álvarez, Luis Manuel Pinillos Lorenzana, Albert de la Fuente Antequera</i>	
397. DISEÑO SÍSMICO DE LA ESTACIÓN MERCADO SANTA ANITA DE LA L2 DEL METRO DE LIMA.....	215
<i>Julio Rodríguez Sánchez, Antonio Jesús Díaz Moreno, Guillermo Martínez Ruiz, Ignacio Hinojosa Sánchez-Barbudo</i>	
398. CÁLCULO ESTRUCTURAL DE TUBERÍAS FLEXIBLES. GUÍA DE DISEÑO DE TUBERÍAS DE PRFV.....	216
<i>Francisco Ramón Andrés Martín, Ismael Carpintero García</i>	
400. VALIDACIÓN EXPERIMENTAL EN PLANTA DE PREFABRICADOS DE UN SISTEMA AUTOMATIZADO DE CONTROL DE CALIDAD MEDIANTE EL MÉTODO DE LA MADUREZ.....	216
<i>Cristina Vázquez Herrero, Gustavo Vázquez Herrero, Humberto Vázquez Vázquez, Federico Laport Rivas</i>	
444. HERRAMIENTA DE ANÁLISIS Y CONTROL SÍSMICO PARA EL VIADUCTO DE LA AUTOPISTA URBANA NORTE, CIUDAD DE MÉXICO	217
<i>Mariano Ahijado García, José Manuel Simón-Talero Muñoz, Alejandro Hernández Gayo, Manuel Santillán Palencia, Ignacio de Villar Meca</i>	
523. DAMAGE DETECTION THROUGH CONTINUOUS MONITORING OF THE RESPONSE OF A CABLE STAYED BRIDGE TO TEMPERATURE VARIATIONS	218
<i>Emanuel Tomé, Mário Pimentel, Joaquim Figueiras</i>	
552. ENSAYOS SECCIONALES EN TÚNEL DE VIENTO PARA EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO AEROELÁSTICO DE PUENTES.....	219
<i>José Ángel Jurado Albarracín, Santiago Hernández Ibáñez, Félix Nieto Mouronte, Arturo Norberto Fontán Pérez</i>	
S6. INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO.....	220
1. PUENTES PRETENSADOS DE ALTA EFICIENCIA SOCIAL Y MEDIOAMBIENTAL BAJO PRESUPUESTOS RESTRICTIVOS: PROYECTO BRIDLIFE.....	220
<i>Víctor Yepes Piqueras, Fernando González Vidosa, José Vicente Martí Albiñana, Julián Alcalá González, Eugenio Pellicer Armiñana</i>	

5. DISEÑO EFICIENTE DE PUENTES DE SECCIÓN EN CAJÓN CON CRITERIOS SOSTENIBLES MULTIOBJETIVO.....	221
<i>Tatiana García Segura, Víctor Yepes Piqueras</i>	
8. DISEÑO DE PASOS SUPERIORES DE CARRETERAS CON CRITERIOS DE SOSTENIBILIDAD APLICANDO ALGORITMOS HEURÍSTICOS	222
<i>José Vicente Martí Albiñana, Víctor Yepes Piqueras, Tatiana García Segura, Fernando González Vidosa</i>	
9. COLLARÍN METÁLICO PARA EL CONFINAMIENTO TRANSVERSAL DE PILARES DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE REUTILIZACIÓN DE TROZOS SOBREPANTES DE PERFILES LAMINADOS	223
<i>Juan Rafael Pérez Cabrera, Benjamín Cova Alonso, Aarón Medina Arias</i>	
11. ESTUDIO DE LA APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE DECISIÓN MULTICRITERIO AL CICLO DE VIDA DE LOS PUENTES	224
<i>Vicent Penadés Plà, Víctor Yepes Piqueras, Tatiana García Segura, José Vicente Martí Albiñana</i>	
15. ADITIVOS SUPERPLASTIFICANTES DE ÚLTIMA GENERACIÓN BASADOS EN LA INNOVADORA TECNOLOGÍA PAE PARA LA OPTIMIZACIÓN DE LA REOLOGÍA DEL HORMIGÓN	224
<i>Pere Borralleras Mas</i>	
19. ADHERENCIA HORMIGÓN-ACERO EN UN HAC DE ALTA RESISTENCIA ANTE CARGAS CÍCLICAS	225
<i>Héctor Bernardo Gutiérrez, Miguel Ángel Vicente Cabrera, David Alonso García, Dorys González Cabrera</i>	
20. CÁLCULO DE SOLICITACIONES PLÁSTICAS EN PÓRTICOS DE EDIFICACIÓN A PARTIR DEL CÁLCULO ELÁSTICO	226
<i>Oswaldo Moreno Iría, Aarón Medina Arias, Juan Rafael Pérez Cabrera</i>	
22. MODELO ANALÍTICO PARA EL ANÁLISIS DE LA FLEXIÓN Y FISURACIÓN EN SECCIONES DE HA COMO ALTERNATIVA AL DIAGRAMA DE PIVOTES.....	226
<i>Jacinto Ruiz Carmona, Gonzalo Ruiz López</i>	
24. DISEÑO DE PASARELAS DE HORMIGÓN POSTESADO DE SECCIÓN EN T MEDIANTE OPTIMIZACIÓN HEURÍSTICA BAJO CRITERIOS ECONÓMICOS Y DE SOSTENIBILIDAD	227
<i>Víctor Molina Jotel, Julián Alcalá González, José Vicente Martí Albiñana, Víctor Yepes Piqueras</i>	
28. EL ELOGIO DEL HORIZONTE DE CHILLIDA, UN ENCUENTRO ENTRE CIENCIA Y ARTE	228
<i>Deborah García Bello, Moisés Canle López</i>	
29. EVALUACIÓN DE LA INFLUENCIA DE DISTINTOS ADITIVOS QUÍMICOS EN EL RÉGIMEN DE EXPANSIÓN DE HORMIGONES EXPANSIVOS USADOS EN INFRAESTRUCURAS	229
<i>Pedro Carballosa de Miguel, David Revuelta Crespo, José Luis García Calvo, Valentina Morales Benedetto</i>	
30. ANÁLISIS DEL CICLO DE VIDA DE MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS DE HORMIGÓN ARMADO CON CONTRAFUERTE Y MUROS PANTALLA	230
<i>Francisca Molina Moreno, Andrés Ródenas Escartí, José Vicente Martí Albiñana, Víctor Yepes Piqueras</i>	
33. EVALUACIÓN NUMÉRICA Y EXPERIMENTAL DE LA RESPUESTA DINÁMICA DE UN FARO FABRICADO MEDIANTE POLÍMEROS REFORZADOS CON FIBRA (PRF)	231
<i>José David Jiménez Vicaria, Pablo Sánchez Sierra, Eva Martínez Barriguete, Carlo Paulotto</i>	
37. DISTRIBUCIÓN SIMPLIFICADA DE ESFUERZOS ORIGINADOS POR LA SOBRECARGA DE TRÁFICO EN TABLEROS DE PUENTES DE CARRETERA.....	232
<i>Alberto Fernández Álvarez, José Manuel Simón-Talero Muñoz, Ángel Carriazo Lara</i>	
38. COMPORTAMIENTO DE BARRAS METÁLICAS ENCOLADAS EN PIEZAS DE MADERA PARA EL DISEÑO DE UNIONES..	233
<i>Emilio Martín Gutiérrez, Javier Estévez Cimadevila, Dolores Otero Chans</i>	
39. HAC CON FILLER DE RECUPERACIÓN DE LAS PLANTAS DE MEZCLAS BITUMINOSAS CALIENTES: DURABILIDAD.....	233
<i>Álvaro Romero Esquinas, Rocío Otero Izquierdo, José Ramón Jiménez Romero, José María Fernández Rodríguez</i>	

44. DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES DE RIESGO EN INCENDIOS EN PUENTES. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA AL FUEGO DE PUENTES MULTIVIGA METÁLICOS.....	235
<i>Guillem Peris Sayol, Ignacio Payá Zaforteza</i>	
45. HORMIGONES DE ESCORIA ACTIVADA ALCALINAMENTE. COMPORTAMIENTO MECÁNICO Y DURABLE.....	236
<i>Manuel Torres-Carrasco, María del Mar Alonso, Paz Guarner, Ana Zamora, Francisca Puertas</i>	
46. DISEÑO DE MEZCLAS UHPFRC CON TIEMPOS DE FRAGUADO ULTRARRÁPIDOS	237
<i>Raquel Torres Remón, Ester Giménez Carbó, Pedro Serna Ros</i>	
57. EFECTO DE LOS ESFUERZOS AXILES Y DEL PRETENSADO EN LA RESISTENCIA A CORTANTE DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL.....	237
<i>Antonio Marí Bernat, Antoni Cladera Bohigas, Jesús Miguel Bairán García</i>	
60. ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA INFLUENCIA DEL ARMADO SECUNDARIO HORIZONTAL Y VERTICAL EN ENCEPADOS DE HORMIGÓN BAJO CARGAS CENTRADAS Y EXCÉNTRICAS	238
<i>Lucía Miguel Tórtola, Luis Pallarés Rubio, Pedro Miguel Sosa</i>	
61. MODELOS MECÁNICOS PARA EL DISEÑO DE ENCEPADOS DE 3 Y 4 PILOTES SOLICITADOS POR CARGAS CENTRADAS Y EXCÉNTRICAS	239
<i>Lucía Miguel Tórtola, Luis Pallarés Rubio, Pedro Miguel Sosa</i>	
62. REFUERZO EXTERNO ACTIVO A CORTANTE MEDIANTE ALEACIONES CON MEMORIA DE FORMA.....	241
<i>Joan Maria Rius Gibert, Benito Mas Gracia, Carlos Ribas González, Antoni Cladera Bohigas</i>	
63. SISTEMA DE AUTOTESADO PARA FORJADOS NERVADOS DE ELEVADAS PRESTACIONES-SSS®	241
<i>Dolores Otero Chans, Javier Estévez Cimadevila, Emilio Martín Gutiérrez, Félix Suárez Riestra</i>	
64. CARACTERIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO EN FLEXIÓN DEL HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO SOMETIDO A IMPACTO	242
<i>Gonzalo Sanz-Díez de Ulzurrun Casals, Carlos Zanuy Sánchez</i>	
77. LAS TIC EN LA ENSEÑANZA DE ESTRUCTURAS: UNA EXPERIENCIA DOCENTE EN LA ETSAM	243
<i>Antonio Aznar López, José I. Hernando García</i>	
79. PROPUESTA DE UNIÓN VIGA-PILAR MEDIANTE PERNOS CONECTORES: MEF Y ENSAYOS EXPERIMENTALES.....	244
<i>Antonio Aznar López, José I. Hernando García, Jesús Ortiz Herrera, Jaime Cervera Bravo</i>	
80. HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE CON FIBRAS PARA PREMOLDEADOS	245
<i>Gemma Rodríguez de Sensale, María Esther Fernández Iglesias, Luis Segura Castillo, Iliana Rodríguez Viacava, Rosana Rolfi Netto</i>	
88. RESISTENCIA A CORTANTE DEL HORMIGÓN PROYECTADO.....	246
<i>Tomás García Vicente, Ana Blanco Álvarez, Sergio H. Pialarissi Cavalaro</i>	
114. CONCENTRACIÓN UMBRAL DE CLORUROS QUE PROVOCA LA DESPASIVACIÓN DE ARMADURAS DE ACERO INOXIDABLE AUSTENÍTICO Y DÚPLEX.....	247
<i>Alicia Pachón Montaña, Javier Sánchez Montero, Carmen Andrade Perdriz, José Fulla García, Victoria Matres Serrano</i>	
117. EVALUACIÓN DE LOS MODELOS EXISTENTES PARA DETERMINAR LA CONTRIBUCIÓN DE LOS REFUERZOS EXTERNOS A CORTANTE CON LAMINADOS PRF.....	247
<i>Eva Oller Ibars, Renata Kotynia, Antonio Marí Bernat, Monika Kaszubska</i>	
124. EL USO DE LAS BARRAS ANCLADAS MEDIANTE PLACA EN LA CONSTRUCCIÓN	248
<i>Francesco Marchetto, Alejandro Pérez Caldentey, Hugo Corres Peiretti</i>	
127. LFDY: RIESGOS ACEPTABLES PARA LAS PERSONAS EN CONDICIONES DE USO TEMPORAL.....	249
<i>Peter Tanner Furrer, Ramon Hingorani Wollersheim</i>	

132. DESARROLLO DE UN AMORTIGUADOR PARA TIRANTES DE PUENTE.....	249
<i>Enrique Martí Bandrés, Mariela Cordero Verge, Raimon Rucabado Jiménez, Rafael de la Sotilla Clarasó</i>	
136. ANÁLISIS DE MÁSTILES ATIRANTADOS MEDIANTE LAS FUNCIONES DE ESTABILIDAD.....	250
<i>Pablo Martín Páez Gus, Berardi Sensale Cozzano</i>	
139. ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE NORMAS: ACCIÓN DEL VIENTO LONGITUDINAL SOBRE LAS ESTRUCTURAS	251
<i>Pablo Martín Páez Gus, Atilio Morquio Dovat</i>	
143. NUEVO MODELO PARA LA ESTIMACIÓN DE DEFORMACIONES TEMPRANAS COACCIONADAS EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EXPANSIVO	252
<i>Volha S. Semianiuk, Manuel F. Herrador, Victar V. Tur</i>	
149. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN SEGÚN EL MODELO DE RÓTULA PLÁSTICA	252
<i>Andrés T. López López, Antonio Tomás Espín, Gregorio Sánchez Olivares</i>	
150. DISEÑO CONCEPTUAL DE LOS PUENTES ARCO ESPACIALES COMPUESTOS POR UN TABLERO RECTO Y UN ARCO INCLINADO EXCÉNTRICO	253
<i>Juan José Jorquera Lucerga</i>	
151. PRUEBA DE INTEGRIDAD DE PILOTES <i>IN SITU</i> MEDIANTE CONTROL DE TEMPERATURA DEL FRAGUADO DEL HORMIGÓN.....	253
<i>Martín J. Jáuregui Pajares, Antonio Tomás Espín, Gregorio Sánchez Olivares</i>	
157. TERREMOTO DE LORCA, ESPAÑA, DE 2011: ANÁLISIS DE DAÑOS EN ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO Y LECCIONES APRENDIDAS.....	254
<i>Joaquín Ruiz Pinilla, José Miguel Adam Martínez, Antoni Cladera Bohigas</i>	
158. EL VIADUCTO DE MARTÍN GIL: HISTORIA Y ANÁLISIS DEL PROCESO CONSTRUCTIVO.....	255
<i>María Ángeles Sancho Ferrando, Juan José Jorquera Lucerga, Ignacio Javier Payá Zaforteza</i>	
173. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN PARA EL CRAQUEO TEMPRANO EN CONCRETO DE ALTO RENDIMIENTO	256
<i>Yilmaz Akkaya, Egemen Kesler, Manuel Morras, Batuhan Güres, Utkan Çorbacioğlu</i>	
174. UN NUEVO MODELO DE RESISTENCIA A PUNZONAMIENTO DE PLACAS DE HORMIGÓN ARMADO CON Y SIN ARMADURA DE PUNZONAMIENTO	257
<i>Antonio Marí Bernat, Jesús Miguel Bairán García, Antoni Cladera Bohigas, Eva Oller Ibars, Carlos Rodrigo Ribas González</i>	
176. EFECTO DE LOS DE ERRORES ALEATORIOS EN EL PROCESO DE INSTALACIÓN DE LOS CABLES DE LOS PUENTES ATIRANTADOS	257
<i>Luis Carrillo Alonso, Miguel Ángel Astiz Suárez</i>	
179. PROCEDIMIENTO PARA LA COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE SOPORTES DE H²A^o.....	259
<i>Freddy Ariñez Fernández, Hugo Corres Peiretti</i>	
182. UNA REFLEXIÓN SOBRE LA RESISTENCIA A CORTANTE EN VIGAS DE HORMIGÓN CON SECCIÓN EN T	259
<i>Carlos Rodrigo Ribas González, Antoni Cladera Bohigas, Juan María Rius Gibert, Benito Mas Gracia</i>	
183. ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA INFLUENCIA DE LA DUCTILIDAD EN LA RESISTENCIA A CORTANTE EN VIGAS CONTINUAS DE HORMIGÓN ARMADO	260
<i>Pedro Francisco Miguel Sosa, José Luis Bonet Senach, Andrea Monserrat López</i>	
184. LA EJECUCIÓN DE CONTENCIÓNES Y LA AFECTACIÓN DEL PARQUE URBANO EDIFICADO, SENSIBILIDAD Y DAÑO.....	261
<i>David García Carrera, Ariadna Grau Llinares</i>	

189. INFLUENCIA DE LOS EDIFICIOS COLINDANTES EN LOS MOVIMIENTOS DEL TERRENO DE LAS EXCAVACIONES URBANAS	262
<i>David García Carrera, Marta Solé Arbués</i>	
194. BIM, DECLARACIONES AMBIENTALES DE PRODUCTO E INERCIA TÉRMICA: 3 VÍAS PARA LA CONSOLIDACIÓN DE LAS SOLUCIONES EN PREFABRICADO DE HORMIGÓN	262
<i>Alejandro López Vidal, Víctor Yepes Piqueras</i>	
196. EL FENÓMENO DE LA SEGREGACIÓN EN HORMIGONES LIGEROS. ÍNDICE DE SEGREGACIÓN Y ESTUDIO ULTRASÓNICO	263
<i>Afonso Miguel Solak, Antonio José Tenza Abril, Francisco Baeza Brotons, Avelino Fernández Fanjul</i>	
200. INFLUENCIA DE LA ABSORCIÓN DE AGUA EN LOS HORMIGONES LIGEROS	264
<i>Avelino Fernández Fanjul, Antonio José Tenza Abril, Francisco Baeza Brotons</i>	
202. ¿TIENE SENTIDO MANTENER UN DOBLE CONTROL DE CALIDAD DEL HORMIGÓN CON UN CONTROL DE RECEPCIÓN Y UN CONTROL DE PRODUCCIÓN?	265
<i>Jorge del Pozo Martín, Antonio Aguado de Cea, Sergio Pialarissi Cavalaro, María Jesús Abellán Madrid</i>	
205. RECOMENDACIONES PARA LA CONCEPCIÓN DE LOS DETALLES FRENTE A FATIGA EN PUENTES MIXTOS DE CARRETERA	266
<i>Miguel Ortega Cornejo, Francisco Millanes Mato</i>	
207. MATERIALES DE BASE CEMENTO CON TIO₂: PROPIEDADES DE LA MATRIZ SEGÚN LA EFICACIA FOTOCATALÍTICA Y SU IMPLEMENTACIÓN A ESCALA REAL	267
<i>Eva Jiménez Relinque, Ángel Castillo Talavera, Marta Castellote Armero</i>	
222. RECOMENDACIONES PARA LA CONCEPCIÓN DE LOS DETALLES FRENTE A FATIGA EN LOSAS ORTÓTOPAS DE CARRETERA	268
<i>Miguel Ortega Cornejo, Francisco Millanes Mato</i>	
223. DEFORMACIONES DIFERIDAS EN VIGAS DE HORMIGÓN REFORZADAS CON LAMINADOS NSM CFRP	268
<i>Mohamed A, Lluís Torres Llinás, Cristina Barris Peña, Marta Baena Muñoz, Mohamed R. Emara, Ricardo Perera Velamazán</i>	
228. FLUENCIA DE UN ADHESIVO EPOXI PARA EL REFUERZO DE VIGAS DE HORMIGÓN CON NSM FRP SOMETIDO A DISTINTAS CONDICIONES AMBIENTALES	269
<i>Mohamed R. Emara, Lluís Torres Llinás, Marta Baena Muñoz, Cristina Barris Peña, Mohamed A. Moawad, Enrique Sevillano Bravo</i>	
231. MEDIDA DE LA HUMEDAD EN TABLEROS DE PUENTES EXISTENTES	270
<i>Emilio Criado Moran</i>	
233. SIMULACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE PUENTES ATIRANTADOS DE HORMIGÓN	271
<i>José Antonio Lozano Galant, José Turmo Coderque</i>	
234. MODELIZACIÓN DE VIGAS MIXTAS CON INTERACCIÓN IMPERFECTA	272
<i>José Antonio Lozano Galant, Enrique Mirambell Arrizabalaga, Dong XU, José Turmo Coderque</i>	
235. APLICACIÓN DE MÉTODOS MATEMÁTICOS A LA IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES	273
<i>José Antonio Lozano Galant, María Nogal Macho, Enrique Castillo Ron, José Turmo Coderque</i>	
237. IDENTIFICACIÓN ESTRUCTURAL NUMÉRICA MEDIANTE TÉCNICAS DE OBSERVABILIDAD	274
<i>José Antonio Lozano Galant, María Nogal Macho, Lei Jun, Dong Xu, Gonzalo Ramos Schneider, José Turmo Coderque</i>	
253. REFUERZO DE PILARES CUADRADOS DE HORMIGÓN CON MATERIALES COMPUESTOS. INVESTIGACIÓN SOBRE LA DEFORMACIÓN ÚLTIMA EFECTIVA DEL ENCAMISADO	275
<i>Ana de Diego Villalón, Ángel Arteaga Iriarte, José Pedro Gutiérrez Jiménez, Cecilio López Hombrados, Jaime Fernández Gómez</i>	

259. NUEVO MODELO PARA LA ESTIMACIÓN DE LA CONTRIBUCIÓN A LA SOSTENIBILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS.....	276
<i>Fernando Rodríguez García, Javier Martínez González</i>	
277. ROBUSTEZ ESTRUCTURAL: LA CUALIDAD QUE ECHÓ DE MENOS RIBERA EN 1905	277
<i>Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma, Javier León González, Jorge Ley Urzáiz</i>	
282. INFLUENCIA DE LOS DEFECTOS SUPERFICIALES EN LA VIDA ÚTIL DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS DE HORMIGÓN	278
<i>Fernando Rodríguez García, Javier Martínez González</i>	
285. RESPUESTA SÍSMICA DEL COMPLEJO TOKAMAK DE ITER.....	278
<i>Fernando Rueda Guglieri, Luis Maqueda Sánchez, Jorge Olalde Iglesias, Luis Moya Guindo, Didier Combescure</i>	
287. CONSIDERACIÓN DE NIVELES BAJO RASANTE DE EDIFICIOS EN ZONAS SÍSMICAS.....	279
<i>Ignacio López Picasso, Roberto Marín Sampalo, Ylenia Romero Cousillas</i>	
293. TOLERANCIA AL DAÑO EN LOS CERRAMIENTOS Y PARTICIONES DE LOS EDIFICIOS.....	280
<i>Ramón Álvarez Cabal, Elena Díaz Heredia, Enrique González Valle</i>	
298. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA FRENTE AL FUEGO DE UN FALSO TÚNEL	281
<i>Juan José Pagán Martínez, Ignacio Javier Payá Zaforteza, Paula Rinaudo</i>	
299. LA DOBLE CÉLULA TRIANGULAR: MEJORA SUSTANCIAL DE LA RESISTENCIA A CARGA CONCENTRADA TRANSVERSAL EN PUENTES EMPUJADOS.....	281
<i>Tomás Ripa Alonso</i>	
304. NUEVAS POSIBILIDADES EN EL DISEÑO CONCEPTUAL DE ESTRUCTURAS EFICIENTES.....	282
<i>Leonardo Todisco, Hugo Corres Peiretti</i>	
310. PUENTES DE HORMIGÓN CON SECCIÓN CAJÓN: INTERACCIÓN EN LAS ÁLMAS ENTRE EL ESFUERZO CORTANTE Y LOS MOMENTOS DE FLEXIÓN TRANSVERSAL	283
<i>Antonino Recupero Recupero, Marcello Arici Arici, Hugo Corres Peiretti, Michele Fabio Granata Granata, Gabriele Freni Freni</i>	
312. EFECTO DE LAS CONDICIONES DE CONTACTO VAINA-HORMIGÓN EN LA FRACTURA POR EFECTO MULTICORDÓN EN TANQUES POSTENSADOS DE GRAN CURVATURA.....	283
<i>Fernando Medina Reguera, Héctor Cifuentes Bulté, Fernando Medina Encina</i>	
315. ANÁLISIS DE UN PUENTE DE TABLERO CONTINUO SUJETO A MÚLTIPLES EXCITACIONES SÍSMICAS	284
<i>Alexander Kagermanov, David Arribas Mazarracín</i>	
326. CARACTERIZACIÓN DEL HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA REFORZADO CON MICROFIBRAS METÁLICAS.....	285
<i>Eduardo Galeote Moreno, Yineth García Díaz, Ana Blanco Álvarez, Albert de la Fuente Antequera</i>	
327. INFLUENCIA DE LA ORIENTACIÓN Y LA DENSIDAD DE LAS FIBRAS EN LA RESISTENCIA A LA TRACCIÓN POR FLEXIÓN DE HORMIGONES	286
<i>Jesús Mínguez Algarra, Dorys Carmen González Cabrera, Miguel Ángel Vicente Cabrera</i>	
335. ESTUDIO DE LA SENSIBILIDAD A SU PROPIA DEFORMACIÓN DE ESCORIAS DE ALTO HORNO REFORZADAS CON FIBRA DE CARBONO	287
<i>F. Javier Baeza de los Santos, Josep Lluís Vilaplana Abad, Óscar Galao Malo, Pedro Garcés Terradillos</i>	
336. SUSTITUCIÓN DE LA JUNTA DE UN VIADUCTO EN LA M-40. ESTUDIO DE DEFORMACIONES TÉRMICAS E INFLUENCIA EN LAS CONDICIONES DE INSTALACIÓN.....	288
<i>Lucía López de Abajo López, Tomás Ripa Alonso</i>	
339. ANÁLISIS DE MECANISMOS RESISTENTES A CORTANTE MEDIANTE OPTIMIZACIÓN DE MODELOS DE BIELAS Y TIRANTES CONSIDERANDO LOS PATRONES DE FISURACIÓN	289
<i>Jesús Miguel Bairán García, Antonio Marí Bernat, Antoni Cladera Bohigas</i>	

350. PRINCIPIOS UNIVERSALES DE DISEÑO APLICADOS A LA CONCEPCIÓN DE PUENTES	290
<i>Héctor Beade Pereda</i>	
357. ANÁLISIS PRELIMINAR DEL COMPORTAMIENTO DE HORMIGONES QUE INCORPORAN CONCHA DE MEJILLÓN RECICLADA EN ESTRUCTURAS ARMADAS SUMERGIDAS EN AGUA MARINA	291
<i>M. Pilar de la Cruz, Santiago Fernández-Yuste, Alfredo del Caño, Manuel F. Herrador</i>	
358. EVALUACIÓN DE LA ADHERENCIA HORMIGÓN-ARMADURA EN HORMIGONES PROYECTADOS.....	291
<i>Tomàs García Vicente, Sergio H. Pialarissi Cavalaro, Ana Blanco Álvarez, Jorge Pérez Cacho</i>	
374. PUNZONAMIENTO EN LOSAS ARMADAS CON FRP SIN ARMADURA TRANSVERSAL. ESTUDIO COMPARATIVO DE MODELOS ANALÍTICOS.....	292
<i>Eva Oller Ibars, Antonio Marí Bernat, Josep Jaume González Rodríguez</i>	
381. ESTUDIO EXPERIMENTAL SOBRE LOS MODOS DE FALLO POR CORTANTE EN VIGAS DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS.....	293
<i>Juan Navarro Gregori, Francisco Ortiz Navas, Gabriel Leiva Herdocia, Pedro Serna Ros, Estefanía Cuenca Asensio</i>	
387. MODELO NUMÉRICO DEL COMPORTAMIENTO EN FRACTURA DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRA SEGÚN SU CONTENIDO	294
<i>Federico Palazón Garrido, Fernando Medina Reguera, Elisa Poveda Bautista, Héctor Cifuentes Bulté, Fernando Medina Encina</i>	
393. PROPIEDADES MECÁNICAS EN FATIGA DE UN HORMIGÓN DE MUY ALTAS PRESTACIONES MEDIANTE ENSAYOS DE FLEXIÓN EN 3 PUNTOS.....	295
<i>José David Ríos Jiménez, Héctor Cifuentes Bulté, Fernando Medina Encina</i>	
395. INFLUENCIA DEL TIEMPO DE EXPOSICIÓN A TEMPERATURAS EN EL COMPORTAMIENTO EN FRACTURA DE HORMIGONES AUTOCOMPACTANTES REFORZADOS CON FIBRAS DE PP	296
<i>José David Ríos Jiménez, Héctor Cifuentes Bulté, Carlos Leiva Fernández, Fernando Medina Encina</i>	
399. PROBLEMÁTICA EN LA INSPECCIÓN DE PUENTES METÁLICOS ANTIGUOS.....	296
<i>Ismael Carpintero García</i>	
402. LONGITUDES DE ANCLAJE DE ARMADURAS CON PROLONGACIÓN RECTA Y CON CABEZA PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE PILAS DE PUENTE	297
<i>Juan Murcia Delso, Vasileios Papadopoulos, P. Benson Shing</i>	
405. EVALUACIÓN DE LA CORROSIÓN EN ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN NUCLEAR MEDIANTE EL USO DE TÉCNICAS ELECTROQUÍMICAS NO DESTRUCTIVAS.....	298
<i>Isabel Martínez Sierra, Ángel Castillo Talavera</i>	
406. INFLUENCIA DE LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO EN LAS CORRELACIONES ENTRE ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS Y RESISTENCIA EN FUNCIÓN DE LA TEMPERATURA	299
<i>Miriam Velay Lizancos, Pablo Vázquez Burgo, Isabel Martínez Lage</i>	
407. UTILIZACIÓN DE CENIZAS DE BIOMASA COMO FILLER DE HORMIGONES AUTOCOMPACTANTES.....	300
<i>Pablo Vázquez Burgo, Miriam Velay Lizancos, Marcos Rivas Fernández, Isabel Martínez Lage, Antonio Ramírez Rodríguez</i>	
409. ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS RESIDUALES DE HORMIGONES EXPUESTOS A ALTAS TEMPERATURAS.....	301
<i>Francisco de Borja Varona Moya, F. Javier Baeza de los Santos, Salvador Ivorra Chorro</i>	
410. ANÁLISIS POR ELEMENTOS FINITOS DE LOSAS DE EDIFICACIÓN SOMETIDAS A PUNZONAMIENTO	301
<i>Miguel Navarro Menargues, Salvador Ivorra Chorro, Francisco de Borja Varona Moya, F. Javier Baeza de los Santos</i>	
426. HORMIGONES ESTRUCTURALES CON ÁRIDOS RECICLADOS PROCEDENTES DE LAS PLANTAS DE GESTIÓN DE RCD... 	302
<i>Blas Cantero Chaparro, Isabel F. Sáez del Bosque, Agustín Matías Sánchez, Pablo Plaza Caballero, M. Isabel Sánchez de Rojas Gómez, César Medina Martínez</i>	

431. RESISTENCIA A CORTANTE DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN PARCIALMENTE PRETENSADO	303
<i>Noemí Duarte Gómez, Jesús Miguel Bairán García, Eva Oller Ibars, Antonio Marí Bernat</i>	
433. DETECCIÓN DE FISURAS EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN A PARTIR DE IMÁGENES RGB MEDIANTE TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO DIGITAL DE IMÁGENES	303
<i>Luis Sánchez Calderón, Jesús Miguel Bairán García, Antonio Marí Bernat</i>	
434. DISEÑO SÍSMICO BASADO EN PRESTACIONES DE ESTRUCTURAS IRREGULARES	304
<i>Jesús Miguel Bairán García, Luis Alberto Montoya Coronado</i>	
440. INFLUENCIA DE LA INCLINACIÓN DE LAS ALMAS EN EL COMPORTAMIENTO DE PUENTES CON SECCIÓN EN CAJÓN	305
<i>Antonio Martínez de la Concha, Héctor Cifuentes Bulté, Fernando Medina Encina</i>	
449. ESTUDIO SÍSMICO DE PILAS ESBELTAS DE UN VIADUCTO DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD	306
<i>Diego Hernández Fraile, José Manuel Simón-Talero Muñoz, Alberto Fernández Álvarez</i>	
451. AUSCULTACIÓN DE ESTRUCTURAS INTEGRALES	307
<i>Javier Ezeberry Parrotta, Hugo Corres Peiretti, Alejandro Pérez Caldentey, Tobias Petschke</i>	
452. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS INTEGRALES	307
<i>Javier Ezeberry Parrotta, Hugo Corres Peiretti, Alejandro Pérez Caldentey</i>	
453. MEJORA DE LA SOSTENIBILIDAD Y EL COMPORTAMIENTO EN SERVICIO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN MEDIANTE EL USO DE FIBRAS METÁLICAS RECICLADAS	309
<i>Giancarlo Groli, Alejandro Pérez Caldentey</i>	
454. CÁLCULO DE FLECHAS DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE UN FACTOR CORRECTOR DEL RESULTADO DE UN CÁLCULO ELÁSTICO LINEAL	309
<i>Alejandro Pérez Caldentey, Javier Mendoza Cembranos, Hugo Corres Peiretti</i>	
456. ESTUDIO DE PUENTES AFECTADOS POR REACCIÓN ÁLCALI-SÍLICE SITUADOS EN UN AMBIENTE SECO	310
<i>Pilar Alaejos Gutiérrez, Víctor Lanza Fernández, José Emilio Criado Morán</i>	
458. ESTIMACIÓN DE LA VIDA ÚTIL DE UNA ESTRUCTURA EXPUESTA A AMBIENTE MARINO A PARTIR DE LA CARACTERIZACIÓN DE TESTIGOS EN LABORATORIO	311
<i>Víctor D. Lanza Fernández, Susana Fernández García, Pilar Alaejos Gutiérrez</i>	
460. INFLUENCIA DEL ACTIVADOR EN LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE MORTEROS DE ESCORIA DE SIMN ACTIVADA ALCALINAMENTE	312
<i>Rosa Navarro Martínez, Emilio Zornoza Gómez, Pedro Garcés Terradillos, Isidro Sánchez Martín, Eva García Alcocel</i>	
475. ANÁLISIS NUMÉRICO DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO REFORZADAS EXTERNAMENTE A CORTANTE MEDIANTE LAMINADOS DE POLÍMEROS REFORZADOS CON FIBRAS	312
<i>Denise Ferreira, Eva Oller Ibars, Antonio Marí Bernat, Jesús Miguel Bairán García</i>	
487. INGENIERÍA MÁS ALLÁ DE LO ESTRICTAMENTE TÉCNICO: UN DEBATE ABIERTO	314
<i>Ignacio Payá-Zaforteza, Esther Giménez Carbó</i>	
488. TUBOS RELLENOS DE HORMIGÓN EXPANSIVO. ENSAYOS Y APLICACIONES	314
<i>José Pedro Gutiérrez Jiménez, Francisco Javier Barroso Sánchez, Luis Echevarría Giménez, Sonia Martínez de Mingo, Juan José Sánchez Ramírez</i>	
492. ALTERNATIVAS MIXTAS O DE HORMIGÓN EN PUENTES DE LUCES DE MEDIAS A ALTAS EN ZONAS SÍSMICAS	316
<i>Javier Pascual Santos, Diego Pajuelo Gallardo, Borja Mendizábal del Arco, Pablo Campos Acebo, Alberto Fernández Eusebio, Óscar Bartolomé Bartolomé</i>	
493. INSTRUMENTACIÓN DEL VIADUCTO SOBRE EL BARRANCO DE ERQUES DURANTE SU HORMIGONADO	317
<i>Francisco Javier Barroso Sánchez, José Pedro Gutiérrez Jiménez, Juan José Sánchez Ramírez,</i>	

Luis Echevarría Giménez, Gabriel Rentero Rodríguez, Sonia Martínez de Mingo

495. DOSIFICACIÓN, PROPIEDADES EN ESTADO FRESCO Y REOLOGÍA DEL HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE CON ÁRIDO RECICLADO FINO.....	318
<i>Diego Carro López, Belén González Fonteboa, Fernando Martínez Abella, Iris González Taboada, Jorge de Brito, Fernando Varela Puga</i>	
496. DISEÑO SÍSMICO EN LAS ESTRUCTURAS DEL DESDOBLAMIENTO DE LA AUTOPISTA PANAMERICANA, EN PERÚ....	319
<i>Javier Pascual Santos, Diego Pajuelo Gallardo, Borja Mendizábal del Arco, Pablo Campos Acebo, Manuel Pertejo Fernández</i>	
500. DESARROLLO DE UN NUEVO MÉTODO DE ENSAYO PARA EL ESTUDIO DE LAS UNIONES DE ARMADURAS POR SOLAPE DE BARRAS.....	319
<i>Ismael Vieito Raña, Javier Eiras López, Manuel F. Herrador Barrios, Manuel Paredes González, Gumersinda Seara Paz</i>	
501. ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LOS PRINCIPALES PARÁMETROS QUE DEFINEN UN SOLAPE DE BARRAS.....	320
<i>Ismael Vieito Raña, Fernando Martínez Abella, Javier Eiras López, Manuel F. Herrador Barrios, Juan Luis Pérez Ordóñez</i>	
508. COMPORTAMIENTO REOLÓGICO DEL HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE RECICLADO.....	321
<i>Iris González Taboada, Belén González Fonteboa, Nicolas Roussel, Sindy Seara Paz, Gemma Rojo López</i>	
509. ESTUDIO DE LA ROBUSTEZ DEL HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE RECICLADO.....	322
<i>Iris González Taboada, Belén González Fonteboa, Fernando Martínez Abella, Nicolas Roussel, Gemma Rojo López</i>	
510. ESTUDIO DE LA TIXOTROPÍA Y LA ADHERENCIA ENTRE CAPAS DEL HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE RECICLADO	323
<i>Iris González Taboada, Belén González Fonteboa, Juan Luis Pérez Ordóñez, Sindy Seara Paz, Gemma Rojo López</i>	
511. CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO EXPERIMENTAL CON HORMIGÓN EN MASA Y ÁRIDOS DE CONCHA DE MEJILLÓN.....	323
<i>Carolina Martínez García, Belén González Fonteboa, Diego Carro López, Sindy Seara Paz, Juan Luis Pérez Ordóñez, Javier Prego Martínez</i>	
512. REVESTIMIENTO EXTERIOR A BASE DE MORTEROS CON ÁRIDOS DE MEJILLÓN. APLICACIÓN EN UN EDIFICIO EXPERIMENTAL	324
<i>Carolina Martínez García, Belén González Fonteboa, Diego Carro López, Juan Luis Pérez Ordóñez, Roberto Rodríguez Álvaro, José Millán Pérez</i>	
513. RECUPERACIÓN DE DEFORMACIÓN DE LOS HORMIGONES RECICLADOS TRAS CARGA AXIAL SOSTENIDA.....	325
<i>Belén González Fonteboa, Sindy Seara Paz, Julia Vidal Suárez, Fernando Martínez Abella, Iris González Taboada</i>	
514. RECUPERACIÓN DE FLECHAS EN HORMIGONES RECICLADOS ESTRUCTURALES.....	326
<i>Sindy Seara Paz, Belén González Fonteboa, Fernando Martínez Abella, Juan Luis Pérez Ordóñez, Javier Eiras López</i>	
515. ESTUDIO A FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO RECICLADO. ANÁLISIS DE FISURACIÓN	327
<i>Sindy Seara Paz, Belén González Fonteboa, Javier Eiras López, Juan Luis Pérez Ordóñez, Diego Carro López</i>	
525. RELAJACIÓN TENSIONAL EN CABLES DE ALEACIONES CON MEMORIA DE FORMA NI-TI-NB	328
<i>Fernando Varela Puga, Joan Maria Rius Gibert, Manuel F. Herrador, Antoni Cladera Bohigas, Fernando Martínez Abella, Carlos Ribas González</i>	
527. APLICABILIDAD DEL POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD REFORZADO CON FIBRA DE VIDRIO EN ESTRUCTURAS DE INGENIERÍA CIVIL.....	328
<i>Manuel F. Herrador, J. Antonio González Meijide, Francisco Saavedra Calo, Ismael Vieito Raña, Gemma Rojo López</i>	
528. ESTUDIO DEL POLÍMERO REFORZADO DE FIBRA DE VIDRIO (PRFV) COMO MATERIAL ESTRUCTURAL EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO SOMETIDOS A TRACCIÓN.....	329
<i>Manuel Paredes G, Manuel F. Herrador, Ismael Vieito Raña, Javier Eiras-López, Fernando Varela Puga</i>	
534. MITIGACIÓN DE LA VIBRACIÓN DE UNA ESTRUCTURA FOTOVOLTAICA DEBIDA A LA ACCIÓN DEL VIENTO MEDIANTE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA.....	330
<i>José Manuel López Collantes, José María Terrés Nícoli, Christian Mans</i>	

540. NUEVA METODOLOGÍA DE DISEÑO DE HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO.....	330
<i>Ángel de la Rosa Velasco, Elisa Poveda Bautista, Héctor Cifuentes Bulté, Gonzalo Ruiz López</i>	
541. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE DEL HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO	331
<i>Marcos García Alberti, Alejandro Enfedaque Díaz, Jaime C. Gálvez Ruiz, Álvaro Picazo Iranzo</i>	
550. DISEÑO DURABLE DEL HORMIGÓN. ESTRATEGIA PARA LA PREVENCIÓN DE LA REACCIÓN ÁRIDO-ÁLCALI	332
<i>Esperanza Menéndez Méndez, Beatriz Aldea Ballano, Ricardo García-Roves Loza</i>	
551. INFLUENCIA DE LA INTENSIDAD DE CORROSIÓN EN LA FISURACIÓN INDUCIDA EN EL HORMIGÓN ARMADO A EDADES TEMPRANAS.....	333
<i>Ángela Moreno Bazán, Jaime Gálvez Ruiz, Encarnación Reyes Pozo, Natalia Soriano Franco</i>	
553. APLICACIÓN DE MÉTODOS COMPUTACIONALES EN LA CARACTERIZACIÓN AERODINÁMICA Y AEROELÁSTICA DE TABLEROS DE PUENTES DE GRAN VANO Y PRISMAS RECTANGULARES	333
<i>Félix Nieto Mouronte, Santiago Hernández Ibáñez, Antonio José Álvarez Naveira, José Ángel Jurado Albarracín</i>	
554. INTEGRACIÓN DE METODOLOGÍAS AVANZADAS EN EL DISEÑO AEROELÁSTICO DE PUENTES DE GRAN VANO.....	334
<i>Santiago Hernández Ibáñez, José Ángel Jurado Albarracín, Félix Nieto Mouronte, Aitor Baldomir García, Ibuki Kusano, Miguel Cid Montoya</i>	
555. ESTRUCTURAS RECÍPROCAS PARAMÉTRICAS.....	335
<i>Cruz Paulo, Bruno Figueiredo</i>	
556. ESTRUCTURAS DE HIELO REFORZADO.....	335
<i>Paulo Cruz, Jan Belis</i>	
561. NUEVO INDICADOR DE SOSTENIBILIDAD EN INFRAESTRUCTURAS DE PUENTES DE CARRETERA. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE DECISIÓN MULTICRITERIO	336
<i>Rosalía Pacheco Torres, José Ramón Sánchez Lavín, Elena Cerro Parada, Félix Escolano Sánchez</i>	

Índice por número de ponencia

1. PUENTES PRETENSADOS DE ALTA EFICIENCIA SOCIAL Y MEDIOAMBIENTAL BAJO PRESUPUESTOS RESTRICTIVOS: PROYECTO BRIDLIFE.....	220
<i>Víctor Yepes Piqueras, Fernando González Vidosa, José Vicente Martí Albiñana, Julián Alcalá González, Eugenio Pellicer Armiñana</i>	
4. REPARACIÓN Y MANTENIMIENTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO CON AGENTES INHIBIDORES DE CORROSIÓN DE APLICACIÓN SUPERFICIAL.....	188
<i>Javier Suárez Chaves</i>	
5. DISEÑO EFICIENTE DE PUENTES DE SECCIÓN EN CAJÓN CON CRITERIOS SOSTENIBLES MULTIOBJETIVO.....	221
<i>Tatiana García Segura, Víctor Yepes Piqueras</i>	
8. DISEÑO DE PASOS SUPERIORES DE CARRETERAS CON CRITERIOS DE SOSTENIBILIDAD APLICANDO ALGORITMOS HEURÍSTICOS	222
<i>José Vicente Martí Albiñana, Víctor Yepes Piqueras, Tatiana García Segura, Fernando González Vidosa</i>	
9. COLLARÍN METÁLICO PARA EL CONFINAMIENTO TRANSVERSAL DE PILARES DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE REUTILIZACIÓN DE TROZOS SOBRANTES DE PERFILES LAMINADOS.....	223
<i>Juan Rafael Pérez Cabrera, Benjamín Cova Alonso, Aarón Medina Arias</i>	
10. EL CONCEPTO RESISTENTE COMO SISTEMA CONFIGURADOR DE PROYECTOS SINGULARES: LA ESTRUCTURA ENVOLVENTE DEL EDIFICIO 112 REUS	123
<i>Roger Señis López</i>	
11. ESTUDIO DE LA APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE DECISIÓN MULTICRITERIO AL CICLO DE VIDA DE LOS PUENTES	224
<i>Vicent Penadés Plà, Víctor Yepes Piqueras, Tatiana García Segura, José Vicente Martí Albiñana</i>	
15. ADITIVOS SUPERPLASTIFICANTES DE ÚLTIMA GENERACIÓN BASADOS EN LA INNOVADORA TECNOLOGÍA PAE PARA LA OPTIMIZACIÓN DE LA REOLOGÍA DEL HORMIGÓN.....	224
<i>Pere Borralleras Mas</i>	
19. ADHERENCIA HORMIGÓN-ACERO EN UN HAC DE ALTA RESISTENCIA ANTE CARGAS CÍCLICAS	225
<i>Héctor Bernardo Gutiérrez, Miguel Ángel Vicente Cabrera, David Alonso García, Dorys González Cabrera</i>	
20. CÁLCULO DE SOLICITACIONES PLÁSTICAS EN PÓRTICOS DE EDIFICACIÓN A PARTIR DEL CÁLCULO ELÁSTICO.....	226
<i>Oswaldo Moreno Iría, Aarón Medina Arias, Juan Rafael Pérez Cabrera</i>	
22. MODELO ANALÍTICO PARA EL ANÁLISIS DE LA FLEXIÓN Y FISURACIÓN EN SECCIONES DE HA COMO ALTERNATIVA AL DIAGRAMA DE PIVOTES.....	226
<i>Jacinto Ruiz Carmona, Gonzalo Ruiz López</i>	
24. DISEÑO DE PASARELAS DE HORMIGÓN POSTESADO DE SECCIÓN EN T MEDIANTE OPTIMIZACIÓN HEURÍSTICA BAJO CRITERIOS ECONÓMICOS Y DE SOSTENIBILIDAD	227
<i>Víctor Molina Jotel, Julián Alcalá González, José Vicente Martí Albiñana, Víctor Yepes Piqueras</i>	

26. GALERÍA PREFABRICADA DE PROTECCIÓN FRENTE A CAÍDA DE ROCAS EN EL TRAMO NUENO-CONGOSTO DE LA A-23	167
<i>Miguel Peláez Ruiz, Ángel José León Alonso</i>	
27. PLAN DE MANTENIMIENTO DE PUENTES DE LA RED FERROVIARIA DE CHILE	189
<i>Gonzalo Arias Hofman, José Luis Rodríguez Rodríguez</i>	
28. EL ELOGIO DEL HORIZONTE DE CHILLIDA, UN ENCUENTRO ENTRE CIENCIA Y ARTE	228
<i>Deborah García Bello, Moisés Canle López</i>	
29. EVALUACIÓN DE LA INFLUENCIA DE DISTINTOS ADITIVOS QUÍMICOS EN EL RÉGIMEN DE EXPANSIÓN DE HORMIGONES EXPANSIVOS USADOS EN INFRAESTRUCURAS	229
<i>Pedro Carballosa de Miguel, David Revuelta Crespo, José Luis Garcia Calvo, Valentina Morales Benedetto</i>	
30. ANÁLISIS DEL CICLO DE VIDA DE MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS DE HORMIGÓN ARMADO CON CONTRAFUERTE Y MUROS PANTALLA	230
<i>Francisca Molina Moreno, Andrés Ródenas Escartí, José Vicente Martí Albiñana, Víctor Yepes Piqueras</i>	
31. PASARELA EMPUJADA EN LOS ACANTILADOS DE “EL TRANQUERO” (ASTURIAS)	1
<i>José Ramón González de Cangas, Domingo Lorenzo Esperante, José Antonio Crespo Martínez, José Ramón González Calvo, Óscar Saiz Sánchez</i>	
32. CAMPUS IBERDROLA	124
<i>Patricio García Hernández, Álvaro Martínez Soto, José Antonio del Rosario, José de la Peña Coronado</i>	
33. EVALUACIÓN NUMÉRICA Y EXPERIMENTAL DE LA RESPUESTA DINÁMICA DE UN FARO FABRICADO MEDIANTE POLÍMEROS REFORZADOS CON FIBRA (PRF)	231
<i>José David Jiménez Vicaria, Pablo Sánchez Sierra, Eva Martínez Barriguete, Carlo Paulotto</i>	
35. PUENTE SOBRE EL RÍO CHICHE EN QUITO, ECUADOR	122
<i>Juan Manuel Calvo Rodríguez, Joaquín Arroyo Márquez, Alfonso Fernández Pacheco Amor, Fernando Romo</i>	
37. DISTRIBUCIÓN SIMPLIFICADA DE ESFUERZOS ORIGINADOS POR LA SOBRECARGA DE TRÁFICO EN TABLEROS DE PUENTES DE CARRETERA	232
<i>Alberto Fernández Álvarez, José Manuel Simón-Talero Muñoz, Ángel Carriazo Lara</i>	
38. COMPORTAMIENTO DE BARRAS METÁLICAS ENCOLADAS EN PIEZAS DE MADERA PARA EL DISEÑO DE UNIONES	233
<i>Emilio Martín Gutiérrez, Javier Estévez Cimadevila, Dolores Otero Chans</i>	
39. HAC CON FILLER DE RECUPERACIÓN DE LAS PLANTAS DE MEZCLAS BITUMINOSAS CALIENTES: DURABILIDAD	233
<i>Álvaro Romero Esquinas, Rocío Otero Izquierdo, José Ramón Jiménez Romero, José María Fernández Rodríguez</i>	
40. NUEVO PUENTE CHAMPLAIN, MONTREAL, CANADÁ. INSTALACIÓN DE ZAPATAS DE PILAS EN EL RÍO	2
<i>José María Martínez Gutiérrez</i>	
41. RECOMENDACIONES PARA LA PRODUCCIÓN DE ZAPATAS COLUMNAS PRETENSADAS DE LAS AUTOPISTAS ELEVADAS DE CIUDAD DE MÉXICO MEDIANTE EL MÉTODO DE LA MADUREZ	207
<i>Cristina Vázquez Herrero, Roberto Meli Piralla, Carlos Aire Untiveros, Miguel Ángel Dircio Bautista, Carlos Javier Mendoza Escobedo</i>	
42. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA ARMATURES A LA REDUCCIÓN DE PLAZOS DE CONSTRUCCIÓN DE PUENTES DEL EJE ATLÁNTICO DE ALTA VELOCIDAD	207
<i>Cristina Vázquez Herrero, Gustavo Vázquez Herrero, Susana Lenguas Gil, Félix Sánchez Tembleque</i>	
44. DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES DE RIESGO EN INCENDIOS EN PUENTES. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA AL FUEGO DE PUENTES MULTIVIGA METÁLICOS	235
<i>Guillem Peris Sayol, Ignacio Payá Zaforteza</i>	

45. HORMIGONES DE ESCORIA ACTIVADA ALCALINAMENTE. COMPORTAMIENTO MECÁNICO Y DURABLE.....	236
<i>Manuel Torres-Carrasco, María del Mar Alonso, Paz Guarner, Ana Zamora, Francisca Puertas</i>	
46. DISEÑO DE MEZCLAS UHPFRC CON TIEMPOS DE FRAGUADO ULTRARRÁPIDOS	237
<i>Raquel Torres Remón, Ester Giménez Carbó, Pedro Serna Ros</i>	
47. PUENTES MIXTOS CONTINUOS DE FERROCARRIL EN ZONA SÍSMICA EN EL NORTE DE ARGELIA	3
<i>Diego Cobo del Arco, Ingrid Raventós Dudous</i>	
52. ESTACIONES DEL TRAMO 1 DEL PROYECTO EJECUTIVO DEL TREN INTERURBANO MÉXICO-TOLUCA, MÉXICO	125
<i>Álvaro Fernández Celemín, Carlos Llopis Camps, Íñigo López de Vicuña, José Civera Abad, Mario Martins da Cruz</i>	
53. ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN ACERO CORTEN EN ACTUACIONES URBANAS EN A CORUÑA.....	4
<i>Félix Suárez Riestra, Javier Estévez Cimadevila, Emilio Martín Gutiérrez</i>	
54. ESTRATEGIAS DE AMPLIACIÓN DE PUENTES Y RECUPERACIÓN DE PATRIMONIO	189
<i>Manuel Reventós Rovira, Jaume Guàrdia Tomàs, Rosa Mora Díaz, David Berdiel Acer</i>	
55. CONSTRUCCIÓN DEL VANO DE 150 M DEL PUENTE NELSON MANDELA SOBRE EL RÍO LLOBREGAT	4
<i>Manuel Reventós Rovira, Jaume Guàrdia Tomàs, Juan Carlos Rosa García</i>	
56. DISEÑO DE PASARELAS LOW COST.....	5
<i>Manuel Reventós Rovira, Jaume Guàrdia Tomàs, David Berdiel Acer</i>	
57. EFECTO DE LOS ESFUERZOS AXILES Y DEL PRETENSADO EN LA RESISTENCIA A CORTANTE DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL.....	237
<i>Antonio Marí Bernat, Antoni Cladera Bohigas, Jesús Miguel Bairán García</i>	
58. CIERRES EN EL TABLERO ATIRANTADO DEL PUENTE DE LA CONSTITUCIÓN DE 1812 SOBRE LA BAHÍA DE CÁDIZ....	5
<i>Conchita Lucas Serrano, Luis Peset González</i>	
60. ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA INFLUENCIA DEL ARMADO SECUNDARIO HORIZONTAL Y VERTICAL EN ENCEPADOS DE HORMIGÓN BAJO CARGAS CENTRADAS Y EXCÉNTRICAS	238
<i>Lucía Miguel Tórtola, Luis Pallarés Rubio, Pedro Miguel Sosa</i>	
61. MODELOS MECÁNICOS PARA EL DISEÑO DE ENCEPADOS DE 3 Y 4 PILOTES SOLICITADOS POR CARGAS CENTRADAS Y EXCÉNTRICAS	239
<i>Lucía Miguel Tórtola, Luis Pallarés Rubio, Pedro Miguel Sosa</i>	
62. REFUERZO EXTERNO ACTIVO A CORTANTE MEDIANTE ALEACIONES CON MEMORIA DE FORMA.....	241
<i>Joan Maria Rius Gibert, Benito Mas Gracia, Carlos Ribas González, Antoni Cladera Bohigas</i>	
63. SISTEMA DE AUTOTESADO PARA FORJADOS NERVADOS DE ELEVADAS PRESTACIONES-SSS®	241
<i>Dolores Otero Chans, Javier Estévez Cimadevila, Emilio Martín Gutiérrez, Félix Suárez Riestra</i>	
64. CARACTERIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO EN FLEXIÓN DEL HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO SOMETIDO A IMPACTO	242
<i>Gonzalo Sanz-Díez de Ulzurrun Casals, Carlos Zanuy Sánchez</i>	
65. LA EFICIENCIA ENEGÉTICA DE LA MANO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN	125
<i>Xavier Aguiló Aran, Lluís Moya Ferrer</i>	
66. PASARELA ATIRANTADA EN LA BAHÍA DE ARGEL	6
<i>Diego Cobo del Arco, Ingrid Raventós Dudous, Steffen Mohr</i>	
67. EL NUEVO VIADUCTO DE BIZERTA	7
<i>Diego Cobo del Arco, Ingrid Raventós Dudous, Steffen Mohr, Fernando Casanovas Baró</i>	

72. TÉCNICAS DE INSPECCIÓN GPR EN CONSTRUCCIÓN: APLICACIÓN ANDROID PARA EL PROCESADO DE SEÑAL	208
<i>Francisco Javier Prego Martínez, Luis Antonio Nieto Matarranz, M.ª Mercedes Solla Carracelas</i>	
73. PUENTE CHACAO: ASPECTOS CONTRACTUALES Y SINGULARIDADES ESTRUCTURALES	8
<i>Matías Valenzuela Saavedra, Marcelo Márquez Marambio, Ignacio Vallejo Vial, Raúl Vasquez Donoso</i>	
77. LAS TIC EN LA ENSEÑANZA DE ESTRUCTURAS: UNA EXPERIENCIA DOCENTE EN LA ETSAM	243
<i>Antonio Aznar López, José I. Hernando García</i>	
79. PROPUESTA DE UNIÓN VIGA-PILAR MEDIANTE PERNOS CONECTORES: MEF Y ENSAYOS EXPERIMENTALES	244
<i>Antonio Aznar López, José I. Hernando García, Jesús Ortíz Herrera, Jaime Cervera Bravo</i>	
80. HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE CON FIBRAS PARA PREMOLDEADOS	245
<i>Gemma Rodríguez de Sensale, María Esther Fernández Iglesias, Luis Segura Castillo, Iliana Rodríguez Viacava, Rosana Rolfi Netto</i>	
83. VIADUCTO DE HACHEF Y OTROS EMPUJES SINGULARES	8
<i>Eduard Alberich Jiménez, Germán Barés Lucindo, Carlos Blasco García, Raimón Rucabado Jiménez</i>	
84. TRABAJOS DE APEO DE UN PUENTE DE PIEDRA DEL SIGLO XVII: PUENTE DE TRUJILLO, LIMA (PERÚ)	9
<i>Patrick Ladret, Pablo Vilchez, Sergio del Olmo, Juan Pablo Demetrio, Jesús Aguilar</i>	
85. PUENTES DE DOVELAS PREFABRICADAS EN LA LÍNEA ROJA DE DOHA	10
<i>José Rafael Jiménez Aguilar, Guillermo Molins Roger</i>	
86. PASARELAS PEATONALES ATIRANTADAS EJECUTADAS POR FCC EN LUSAIL, QATAR	10
<i>Pablo Bernal Sahún, David Arribas Mazarracín</i>	
87. RIPADO TRANSVERSAL TRAS SISMO Y REPARACIÓN DEL PASO SUPERIOR DEL ENLACE TALINAY EN LA RUTA DEL ELQUI (RUTA 5), CHILE	11
<i>Pablo Vilchez, Iván Saiz, Laura Benito, Fabián Reyes, Iván Alende</i>	
88. RESISTENCIA A CORTANTE DEL HORMIGÓN PROYECTADO	246
<i>Tomás García Vicente, Ana Blanco Álvarez, Sergio H. Pialarissi Cavalaro</i>	
89. TRABAJOS DE REPARACIÓN DE LAS PILAS NORTE Y SUR DEL PUENTE DE RANDE. REDONDELA Y MOAÑA, PROVINCIA DE PONTEVEDRA (ESPAÑA)	12
<i>Luis Cosano, Pablo Vilchez, Ricardo Masson, Rafael Echevarría, Laura Benito</i>	
90. TRABAJOS DE REPARACIÓN Y MANTENIMIENTO EN EL MUELLE DE TOLÚ, COLOMBIA	168
<i>Luis Cosano, Ángel Rozas, Óscar Llamazares, Pablo Vilchez, Ricardo Masson, Txomin Echeveste</i>	
91. REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL DEL CONVENTO DE STA. M.ª DE LOS REYES, SEVILLA, ESPAÑA	126
<i>Luis Díaz de la Cruz, Ángel Rozas, Luis Cosano, Pablo Vilchez</i>	
92. REFUERZO DE LA ESTRUCTURA DE CUBIERTA EN UN CENTRO COMERCIAL FRENTE A LA INESTABILIDAD POR ACUMULACIÓN DE AGUA (PONDING), BUENOS AIRES, ARGENTINA	127
<i>Pablo Vilchez, Jorge Herrera, Andrés Brando, Ángel Rozas</i>	
93. ESTRUCTURA DEL CENTRO CANALEJAS MADRID. UN CASO SINGULAR DE REHABILITACIÓN URBANA	128
<i>David Rodríguez Muñoz, Álvaro Serrano Corral, Belén Ballesteros Molpeceres</i>	
94. MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN DE SISTEMAS DE ATIRANTAMIENTO: TECNOLOGÍAS, PATOLOGÍAS TIPO, INSPECCIÓN, MONITOREO Y REPARACIONES	190
<i>Nicolás Trotin, Jorge Sánchez, Pablo Vilchez</i>	

95. SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN Y APEO DE FACHADAS EN INTERACCIÓN CON ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CENTRO CANALEJAS MADRID	128
<i>David Rodríguez Muñoz, Álvaro Serrano Corral, César Herrera Castilla</i>	
96. CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE OCOPA Y ACCESOS. PUERTO DE OCOPA (PERÚ)	13
<i>Zigor Gómez, Nicolás Trotin, Jesús Aguilar, Patrick Ladret, Pablo Vílchez</i>	
97. CENTRO CANALEJAS MADRID. ASPECTOS RELEVANTES DE LA CONSTRUCCIÓN	129
<i>David Rodríguez Muñoz, Álvaro Serrano Corral, Manuel Carlos Carreto Prades</i>	
98. CONTROL DE PROYECTO Y EJECUCIÓN DE LA OBRA: REPARACIÓN Y REFUERZO DE LA LOSA DEL PUENTE DE LAS AMÉRICAS, CIUDAD DE PANAMÁ, PANAMÁ	191
<i>Ángel Rozas, Pablo Vílchez, César Lasso, Gustavo Sotillo, Mauricio Solórzano, Guillermo Medina</i>	
99. RED LINE SOUTH. METRO DE DOHA (QATAR). ESTRUCTURAS PREFABRICADAS EJECUTADAS MEDIANTE DOVELAS Y MÉTODO FULL-SPAN	14
<i>Jordi Revoltós Fort, Javier Antón Díaz, Silvia Criado Catalina, Juan Miguel Cereceda Boudet, Manuel Palomo Herrero</i>	
100. VIADUCTO DE ALMONTE. DISEÑO DE DETALLE	14
<i>David Arribas Mazarracín, Pablo Bernal Sahún, José María Pérez Casas, José Ignacio González Esteban</i>	
101. PUENTES PREFABRICADOS EN EL METRO DE RIAD	15
<i>José Rafael Jiménez Aguilar, Álvaro Argany García</i>	
102. RED LINE SOUTH. METRO DE DOHA (QATAR). ESTRUCTURAS SINGULARES CONSTRUIDAS <i>IN SITU</i> DE ANCHO O CANTO VARIABLE	16
<i>Jordi Revoltós Fort, Javier Antón Díaz, Silvia Criado Catalina, Juan Miguel Cereceda Boudet, Manuel Palomo Herrero</i>	
103. VIADUCTO DE ALMONTE. PROCESO CONSTRUCTIVO	17
<i>David Arribas Mazarracín, Pedro Caverio de Pablo, David Carnero Pérez, Pablo Jiménez Guijarro</i>	
104. TREN INTERURBANO CIUDAD DE MÉXICO-TOLUCA, MÉXICO. TRAMO 1: DESDE COCHERAS EN ZINACANTEPEC HASTA TÚNEL EN PK 36	18
<i>Jordi Revoltós Fort, Javier Carrero Martínez, João Ribeiro, Andrés Molina Escudero</i>	
105. INDUSTRIALIZACIÓN DE VIADUCTOS EN EL TREN INTERURBANO CIUDAD DE MÉXICO-TOLUCA, MÉXICO. TRAMO 3: PK 41+200 A 56+400	18
<i>Jordi Revoltós Fort, José M.ª Pérez Casas, Juliana Fernández Vega, Cecilia M.ª Andrade Mendonça, Diego Rubio Peiroten</i>	
106. VIADUCTO SOBRE EL RÍO URUMEA (GIPUZKOA). NUEVA RED FERROVIARIA DEL PAÍS VASCO EN EL TRAMO URNIETA-HERNANI	19
<i>Jordi Revoltós Fort, José Antonio Llombart Jaques, Javier Carrero Martínez, Andrés Molina Escudero</i>	
107. PROYECTO DE LA NUEVA ESTRUCTURA PARA LA AMPLIACIÓN DEL NUEVO ESTADIO DEL ATLÉTICO DE MADRID	130
<i>Ginés Ladrón de Guevara Méndez, David Rodríguez Muñoz, Belén Ballesteros Molpereces, Marta Palacios Lloret, Jesús Gómez Hermoso</i>	
108. PROYECTO DE REHABILITACIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO EXISTENTE DEL NUEVO ESTADIO DEL ATLÉTICO DE MADRID	131
<i>Ginés Ladrón de Guevara Méndez, David Rodríguez Muñoz, Pietro Bartalotta, Luca Ceriani, Jesús Gómez Hermoso</i>	
109. LÍNEA 5 DEL METRO DE RIAD. TÚNEL TBM Y ESTACIONES SUBTERRÁNEAS	169
<i>José María Lorenzo Romero, José Luis Sánchez Jiménez, Xavier Torelló Ciriano</i>	
110. PUENTE DE JACA OESTE	20
<i>José Rafael Jiménez Aguilar, Álvaro Argany García</i>	

111. PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DEL VIADUCTO MIXTO SOBRE EL EMBALSE DE MULARROYA	20
<i>Miguel Ortega Cornejo, Pedro Atanasio Utrilla, M.ª Reyes García Orduña, Juan Luis Mansilla Domínguez, Narciso Pulido Asín</i>	
112. PROYECTO CONSTRUCTIVO DE PASARELA PEATONAL ENTRE EL AEROPUERTO DE VIGO-PEINADOR Y EL INSTITUTO FERIAL DE VIGO (IFEVI)	22
<i>Miguel Ortega Cornejo, Juan Luis Mansilla Domínguez, Fu Lei Zhou Yang</i>	
113. DISEÑO DEL VIADUCTO 2 DE LA LÍNEA DE TREN INTERURBANO MÉXICO-TOLUCA	22
<i>Francisco Millanes Mato, Luis Matute Rubio, Jesús Martín Suárez, Pablo Solera Pérez, Carlos Gordo Monsó, David Alcañiz Jiménez, Jorge Miguel Montero Borja</i>	
114. CONCENTRACIÓN UMBRAL DE CLORUROS QUE PROVOCA LA DESPASIVACIÓN DE ARMADURAS DE ACERO INOXIDABLE AUSTENÍTICO Y DÚPLEX	247
<i>Alicia Pachón Montaña, Javier Sánchez Montero, Carmen Andrade Perdrix, José Fullea García, Victoria Matres Serrano</i>	
115. PROYECTO SISMORRESISTENTE DEL MUELLE DE PUERTO QUETZAL, GUATEMALA	132
<i>Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo, Carlos Gordo Monsó, Pedro Atanasio Utrilla</i>	
116. PUENTE MIXTO SOBRE EL RÍO GUADALIMAR	23
<i>José María Lorenzo Romero, Guillermo Lorente Perchín, Juan Jesús Álvarez Andrés, Eduardo Torralba Bolzano, José Luis Sánchez Jiménez</i>	
117. EVALUACIÓN DE LOS MODELOS EXISTENTES PARA DETERMINAR LA CONTRIBUCIÓN DE LOS REFUERZOS EXTERNOS A CORTANTE CON LAMINADOS PRF	247
<i>Eva Oller Ibars, Renata Kotynia, Antonio Marí Bernat, Monika Kaszubska</i>	
118. INNOVADORAS CIMBRAS AUTOLANZABLES DE GRANDES DIMENSIONES	24
<i>Pedro Carmo Pacheco, Hugo Soares Coelho</i>	
119. AMPLIACIÓN Y REFUERZO DE LA ESTRUCTURA DE ACCESO SUR A LOS PUENTES SOBRE EL RÍO MARIBYRNONG SOBRE UN ANTIGUO VERTEDERO	24
<i>Guillermo Muñoz-Cobo Cique, Scott Taylor, Samir Hanna, Matthew Dinnison, Samuel Thornton</i>	
120. PROCESO CONSTRUCTIVO Y ESTRUCTURAS TEMPORALES DEL PUENTE DE MERSEY	26
<i>Pablo Bernal Sahún, David Arribas Mazarracín, José Romo Martín, Javier Andueza Olmedo</i>	
121. MONTAJE DE UN PUENTE ARCO SOBRE EL RÍO VÍSTULA EN GDANSK, POLONIA	26
<i>Conchita Lucas Serrano, Juan Jesús Álvarez Andrés, Luis Peset González</i>	
122. PUENTES DE DOVELAS PREFABRICADAS EN EL PROYECTO DE VIADUCTOS DEL METRO DE RIAD. LÍNEAS 1 & 2	27
<i>Pablo Benedetto Marengo, Fernando Martínez García, Diego González Pascual, Ángel Álvarez Fernández</i>	
123. CONSTRUCCIÓN DE SÓTANOS BAJO EL MERCADO MODERNISTA DE SANT ANTONI EN BARCELONA	132
<i>Ramón Sánchez Fernández, Ángel Sánchez de Dios, Arnau Teruel Sicart, Luis Castro Soto</i>	
124. EL USO DE LAS BARRAS ANCLADAS MEDIANTE PLACA EN LA CONSTRUCCIÓN	248
<i>Francesco Marchetto, Alejandro Pérez Caldentey, Hugo Corres Peiretti</i>	
125. GESTIÓN DE DATOS DE SENSORES DE DURABILIDAD	192
<i>Carmen Andrade Perdrix, Fabiano Tavares Pinto, Marcello Capacchione, M.ª Jesús Fernández González</i>	
127. LFDY: RIESGOS ACEPTABLES PARA LAS PERSONAS EN CONDICIONES DE USO TEMPORAL	249
<i>Peter Tanner Furrer, Ramon Hingorani Wollersheim</i>	
128. CONCEPCIÓN GENERAL Y PROYECTO DEL PUENTE DEL MERSEY	28
<i>José Romo Martín, Javier Andueza Olmedo, Pablo Bernal Sahún, David Arribas Mazarracín</i>	

131. DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE FIABILIDAD β DE HORMIGONES ESPAÑOLES SOMETIDOS A LAS CLASES DE EXPOSICIÓN XC Y XS	209
<i>Carmen Andrade Perdrix, Rosario Martínez Lebrusant, Miguel Ángel Sanjuán Barbudo, Nuria Rebolledo Rámos</i>	
132. DESARROLLO DE UN AMORTIGUADOR PARA TIRANTES DE PUENTE	249
<i>Enrique Martí Bandrés, Mariela Cordero Verge, Raimon Rucabado Jiménez, Rafael de la Sotilla Clarasó</i>	
133. ADECUACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DEL NUEVO PUENTE DE PUMAREJO EN BARRANQUILLA, COLOMBIA	29
<i>Rüdiger Spengler Spengler, David Ordín Barrabes, Juan Pablo Durán Ruiz, David Ruiz Melo, Agustín Redero García, Rafael Guillén Carmona, Fátima Calderón Zurita, Raquel Caballero Jaraiz</i>	
134. VIADUCTOS DE LA LÍNEA 3 DEL TREN LIGERO DE GUADALAJARA (MÉXICO)	30
<i>Jordi Revoltós Fort, Ignacio Pita Olalla, Javier Sánchez-Mateos Enrique, Andrés Molina Escudero</i>	
136. ANÁLISIS DE MÁSTILES ATIRANTADOS MEDIANTE LAS FUNCIONES DE ESTABILIDAD	250
<i>Pablo Martín Páez Gus, Berardi Sensale Cozzano</i>	
139. ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE NORMAS: ACCIÓN DEL VIENTO LONGITUDINAL SOBRE LAS ESTRUCTURAS	251
<i>Pablo Martín Páez Gus, Atilio Morquio Dovat</i>	
143. NUEVO MODELO PARA LA ESTIMACIÓN DE DEFORMACIONES TEMPRANAS COACCIONADAS EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EXPANSIVO	252
<i>Volha S. Semianiuk, Manuel F. Herrador, Víctor V. Tur</i>	
144. SECCIÓN ELEVADA DE LA LÍNEA 3 DEL METRO DE RIAD. LONGITUD TOTAL DE VIADUCTO DE 26 KM	31
<i>Manuel Casado Lechuga</i>	
145. PASARELA EN SESTAO	31
<i>Roberto Revilla Angulo, Pablo Cembrero Masa</i>	
146. NUEVO PUENTE SOBRE EL RÍO LLOBREGAT. LA MATERIALIZACIÓN DE UNA IDEA	32
<i>Roberto Revilla Angulo, Patricia Olazabal Herrero, Marcos Pantaleón Prieto</i>	
148. NORMATIVA PARA LA EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES. PASADO, PRESENTE Y FUTURO	204
<i>Jorge Ley Urzaiz, José Juan Rozas Hernando, Jesús María Rodríguez Romero, Raúl Rodríguez Escribano, Elena Díaz Heredia</i>	
149. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN SEGÚN EL MODELO DE RÓTULA PLÁSTICA	252
<i>Andrés T. López López, Antonio Tomás Espín, Gregorio Sánchez Olivares</i>	
150. DISEÑO CONCEPTUAL DE LOS PUENTES ARCO ESPACIALES COMPUESTOS POR UN TABLERO RECTO Y UN ARCO INCLINADO EXCÉNTRICO	253
<i>Juan José Jorquera Lucerga</i>	
151. PRUEBA DE INTEGRIDAD DE PILOTES <i>IN SITU</i> MEDIANTE CONTROL DE TEMPERATURA DEL FRAGUADO DEL HORMIGÓN	253
<i>Martín J. Jáuregui Pajares, Antonio Tomás Espín, Gregorio Sánchez Olivares</i>	
152. CONSTRUCCIÓN DEL VIADUCTO DE MERSEY MEDIANTE CARROS DE VOLADIZOS SUCESIVOS HORMIGONADOS <i>IN SITU</i>	33
<i>Javier Fernández del Moral, José Vicente Rajadell Manuel, Enrique Tichell Fortea, Tomasz Pawel Smich</i>	
156. INTERVENCIÓN EN EL PUENTE SOBRE LA AVENIDA DEL MARQUÉS DE CORBERA EN MADRID	34
<i>Francisco Javier León González, Juan Jesús Álvarez Andrés, Cristina Cobo Rodríguez, Luis Sánchez Ripio, Alberto Martín Galán</i>	

157. TERREMOTO DE LORCA, ESPAÑA, DE 2011: ANÁLISIS DE DAÑOS EN ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO Y LECCIONES APRENDIDAS.....	254
<i>Joaquín Ruiz Pinilla, José Miguel Adam Martínez, Antoni Cladera Bohigas</i>	
158. EL VIADUCTO DE MARTÍN GIL: HISTORIA Y ANÁLISIS DEL PROCESO CONSTRUCTIVO	255
<i>María Ángeles Sancho Ferrando, Juan José Jorquera Lucerga, Ignacio Javier Payá Zaforteza</i>	
159. ELIMINACIÓN DE JUNTAS DE DILATACIÓN EN EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO. APLICACIÓN DE MODELOS COHESIVOS NO LINEALES.....	133
<i>Jacinto Ruiz Carmona, Juan Rey Rey, Pablo Vegas González</i>	
160. LOSA DE LA ESTACIÓN DE LA SAGRERA: ESTUDIO EXPERIMENTAL Y NUMÉRICO DE LA RETRACCIÓN DIFERENCIAL POR SECADO	209
<i>Albert de la Fuente Antequera, Ana Cuartero Rodríguez, Ángel Aparicio Bengoechea</i>	
161. ANÁLISIS DE UN CASO DE INESTABILIDAD LATERAL DE UNA VIGA DE HORMIGÓN PRETENSADO DE GRAN LUZ EN FASE DE IZADO	34
<i>Albert de la Fuente Antequera, Sergio Piarissi Cavalaro, Jesús Miguel Bairán García</i>	
164. CONSTRUCCIÓN DE LA NUEVA SEDE DEL BANCO POPULAR FASE II EN MADRID	134
<i>Susana Jareño Cobo, M.ª Mercedes Madrid Ramos, Ángel Vidal Vacas, Álvaro Serrano Corral</i>	
165. PUENTE DE DOVELAS PREFABRICADAS CONSTRUIDO POR EL MÉTODO DE VOLADIZOS SUCESIVOS RA-186 KUWAIT	35
<i>Antonio Jiménez Sánchez-Jáuregui, Germán Barés Lucindo, Carlos Blasco García, Raimon Rucabado Jiménez</i>	
166. REMODELACIÓN INTEGRAL DEL ESTADIO SANTIAGO BERNABÉU: LA OBLIGACIÓN DE APROVECHAR LAS DIFERENTES ESTRUCTURAS EXISTENTES.....	134
<i>José Antonio Martín-Caro Álamo, José Luis Martínez Martínez</i>	
167. ZÓCALO DE LA QUINTA TORRE DE MADRID: CONSTRUYENDO NUEVOS USOS SOBRE UNA BASE HEREDADA.....	135
<i>José Antonio Martín-Caro Álamo, José Luis Martínez Martínez, Marta Gil Jimeno, Gonzalo Moreno Bayo</i>	
168. CENTRO DE CONVENCIONES DE LIMA: UNA ESTRUCTURA SINGULAR EN UNA ZONA DE ALTA SISMICIDAD.....	136
<i>Raúl Ríos, Tono Fernández Usón, Javier Álvarez de Tomás, Javier Gómez Mateo, Alejandro Bernabeu Larena</i>	
169. PASARELAS BANDA TESA SOBRE EL RÍO TAJO EN TOLEDO.....	36
<i>Alejandro Bernabeu Larena, Isabel Sáez Alonso</i>	
172. GRANDES DEPÓSITOS DE AGUA EN ARABIA. REVISIÓN DEL DISEÑO Y SUPERVISIÓN DE LA EJECUCIÓN	169
<i>Roberto Jiménez Pérez, José Manuel Duro Rodríguez, Eduardo Torralba Bozzano, Álvaro del Cuvillo Martínez</i>	
173. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN PARA EL CRAQUEO TEMPRANO EN CONCRETO DE ALTO RENDIMIENTO	256
<i>Yilmaz Akkaya, Egemen Kesler, Manuel Morras, Batuhan Güres, Utkan Çorbacioğlu</i>	
174. UN NUEVO MODELO DE RESISTENCIA A PUNZONAMIENTO DE PLACAS DE HORMIGÓN ARMADO CON Y SIN ARMADURA DE PUNZONAMIENTO	257
<i>Antonio Marí Bernat, Jesús Miguel Bairán García, Antoni Cladera Bohigas, Eva Oller Ibars, Carlos Rodrigo Ribas González</i>	
176. EFECTO DE LOS DE ERRORES ALEATORIOS EN EL PROCESO DE INSTALACIÓN DE LOS CABLES DE LOS PUENTES ATIRANTADOS	257
<i>Luis Carrillo Alonso, Miguel Ángel Astiz Suárez</i>	
177. PUENTE SOBRE EL RÍO PACHITEA EN PUERTO INCA, PERÚ	37
<i>Juan Luis Bellod Thomas, David Sanz Cid, Peter Tanner Furrer, Diego Aita Santos</i>	

178. LA LUNA HOTEL (BAKÚ, AZERBAIYÁN)	137
<i>Fernando Martínez García, Francisco López-Manzanares Garc, José Soriano Martín, Antonio Romero Ballesteros</i>	
179. PROCEDIMIENTO PARA LA COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE SOPORTES DE H^oA^o	259
<i>Freddy Ariñez Fernández, Hugo Corres Peiretti</i>	
180. MUSEO NACIONAL DE LA ENERGÍA DE PONFERRADA	138
<i>David Sanz Cid, Fabiola Pierantoni Silva</i>	
181. ESTUDIO NUMÉRICO DE LOS EFECTOS DEL VIENTO EN EL EDIFICIO DE LA 5.^a TORRE, MADRID	138
<i>José Luis Martínez Martínez, José Antonio Martín-Caro Álamo</i>	
182. UNA REFLEXIÓN SOBRE LA RESISTENCIA A CORTANTE EN VIGAS DE HORMIGÓN CON SECCIÓN EN T	259
<i>Carlos Rodrigo Ribas González, Antoni Cladera Bohigas, Juan María Rius Gibert, Benito Mas Gracia</i>	
183. ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA INFLUENCIA DE LA DUCTILIDAD EN LA RESISTENCIA A CORTANTE EN VIGAS CONTINUAS DE HORMIGÓN ARMADO	260
<i>Pedro Francisco Miguel Sosa, José Luis Bonet Senach, Andrea Monserrat López</i>	
184. LA EJECUCIÓN DE CONTENCIÓNES Y LA AFECTACIÓN DEL PARQUE URBANO EDIFICADO, SENSIBILIDAD Y DAÑO	261
<i>David García Carrera, Ariadna Grau Llinares</i>	
188. AVANCES EN EL DESARROLLO DE LAS PRIMERAS RECOMENDACIONES DE DISEÑO EN ESPAÑA PARA EL HORMIGÓN DE MUY ALTO RENDIMIENTO	210
<i>Pedro Serna Ros, Juan Ángel López Martínez</i>	
189. INFLUENCIA DE LOS EDIFICIOS COLINDANTES EN LOS MOVIMIENTOS DEL TERRENO DE LAS EXCAVACIONES URBANAS	262
<i>David García Carrera, Marta Solé Arbués</i>	
191. CUBIERTA DE LA AMPLIACIÓN DE LA TERMINAL DEL AEROPUERTO DE GRAN CANARIA	139
<i>Peter Tanner Furrer, David Sanz Cid</i>	
192. PROYECTO Y REHABILITACIÓN DEL DEPÓSITO DE CAN BOADA PARA EL PATRIMONIO INDUSTRIAL CATALÁN	170
<i>David García Carrera, Amparo Lecha Gargallo</i>	
193. ESTRUCTURA DEL COMPLEJO ADMINISTRATIVO ISLA CHAMARTÍN EN MADRID	140
<i>Belén Ballesteros Molpeceres, Ginés Ladrón de Guevara Méndez</i>	
194. BIM, DECLARACIONES AMBIENTALES DE PRODUCTO E INERCIA TÉRMICA: 3 VÍAS PARA LA CONSOLIDACIÓN DE LAS SOLUCIONES EN PREFABRICADO DE HORMIGÓN	262
<i>Alejandro López Vidal, Víctor Yepes Piqueras</i>	
195. PLANTA DE COMPOSTAJE Y ESTACIÓN DE TRANSFERENCIA DE EPELE, GUIPÚZCOA	140
<i>Juan Luis Bellod Thomas, David Sanz Cid</i>	
196. EL FENÓMENO DE LA SEGREGACIÓN EN HORMIGONES LIGEROS. ÍNDICE DE SEGREGACIÓN Y ESTUDIO ULTRASÓNICO	263
<i>Afonso Miguel Solak, Antonio José Tenza Abril, Francisco Baeza Brotons, Avelino Fernández Fanjul</i>	
197. ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES: CENTRO INTERNACIONAL TEQUENDAMA EN BOGOTÁ	204
<i>Carlos Castañón Jiménez, David García Menéndez, Jorge de Prado Romero</i>	
198. ESTACIÓN DE SANTA FE, TRAMO 3 DEL PROYECTO EJECUTIVO DEL TREN INTERURBANO MÉXICO-TOLUCA, MÉXICO	141
<i>Carlos Llopis Camps, Pablo Peña Rambla</i>	

199. VIADUCTO DE VALDETRAVIESO EN LA LAV MADRID-EXTREMADURA.....	37
<i>Francisco Millanes Mato, Luis Matute Rubio, Pablo Solera Pérez</i>	
200. INFLUENCIA DE LA ABSORCIÓN DE AGUA EN LOS HORMIGONES LIGEROS	264
<i>Avelino Fernández Fanjul, Antonio José Tenza Abril, Francisco Baeza Brotons</i>	
201. EL VIADUCTO MIXTO DE SIGÜÉS EN LA AUTOPISTA A-21	38
<i>Luis Matute Rubio, Miguel Ortega Cornejo, Helder Figueiredo Sousa, Juan Luis Mansilla Domínguez, Joao Adao da Fonseca</i>	
202. ¿TIENE SENTIDO MANTENER UN DOBLE CONTROL DE CALIDAD DEL HORMIGÓN CON UN CONTROL DE RECEPCIÓN Y UN CONTROL DE PRODUCCIÓN?.....	265
<i>Jorge del Pozo Martín, Antonio Aguado de Cea, Sergio Piarissi Cavalaro, María Jesús Abellán Madrid</i>	
203. VIADUCTO EN LA MA-30 EN LOS ACCESOS A PALMA DE MALLORCA.....	39
<i>Juan Luis Bellod Thomas, David Sanz Cid</i>	
205. RECOMENDACIONES PARA LA CONCEPCIÓN DE LOS DETALLES FRENTE A FATIGA EN PUENTES MIXTOS DE CARRETERA	266
<i>Miguel Ortega Cornejo, Francisco Millanes Mato</i>	
207. MATERIALES DE BASE CEMENTO CON TIO₂: PROPIEDADES DE LA MATRIZ SEGÚN LA EFICACIA FOTOCATALÍTICA Y SU IMPLEMENTACIÓN A ESCALA REAL	267
<i>Eva Jiménez Relinque, Ángel Castillo Talavera, Marta Castellote Armero</i>	
208. AEROPUERTO INTERNACIONAL KING ABDULAZIZ EN JEDDAH, ARABIA SAUDÍ	142
<i>Patricio García Hernández, David Castro Pallarés, Cliff McMillan, Tabitha Tavolaro</i>	
209. NUEVA PASARELA EN EL PUERTO DE MELILLA.....	40
<i>Luis Carrillo Alonso, Mariano Martín Cañueto</i>	
210. ESTACIONES ENTERRADAS DE LA LÍNEA 3 DEL METRO DE RIAD. ESTACIONES PROFUNDAS CON CONTRABÓVEDA.....	143
<i>Gonzalo Zarrabeitia Ullibarri, Francisco Javier Gómez Corral, Antonio Martín Colecha</i>	
212. EMPUJE CON DOBLE CURVATURA, PLANTA Y ALZADO EN VIADUCTO DE LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD ORENSE-MONFORTE-LUGO, VARIANTE SAN JULIÁN	40
<i>Marta Pérez Escacho, Carlos J. Bajo Pavía, Juan Sevillano Gacho</i>	
213. DOS CASOS ESPECIALES DE SUSTITUCIÓN DE APOYOS.....	41
<i>Albert Bailo Fernández, Sergio Moreno Rodríguez, Mariela Cordero Verge, Rafael de la Sotilla Clarasó</i>	
214. MANIOBRA DE EMPUJE DEL VIADUCTO DE APROXIMACIÓN NORTE DEL PUENTE QUEENSFERRY CROSSING	42
<i>Enrique Martí Bandrés, Germán Barés Lucindo, Raimon Rucabado Jiménez, Rafael de la Sotilla Clarasó</i>	
216. NUEVO POLIDEPORTIVO Y RESIDENCIA EN EL COLEGIO DEL BUEN CONSEJO EN MADRID.....	143
<i>Fabiola Pierantoni Silva, Susana Jareño Cobo, Javier de Leyva Rojo, Javier Castellanos Paniza, M.^a Mercedes Madrid Ramos</i>	
217. PROYECTO ITER. OPERACIÓN DE IZADO DE LA CUBIERTA DEL EDIFICIO DE ENSAMBLAJE	144
<i>Jordi Málaga Sallés, Oriol Ribas Escola, Claudio Rocha, José Miguel Gómez Rodríguez, David Rebozo Colmenero</i>	
218. THE POSSIBILITY AND LIMITATION OF ON-SITE TESTING OF ANCHORS.....	210
<i>Luis Miguel Pombo Blanco, Antonio Cardo Fernández, Anchors, on-site testing, quality, resistance</i>	
219. CONSTRUCCIÓN DE UN TÚNEL BAJO UN PUENTE HISTÓRICO DEL SIGLO XVII EN LIMA (PERÚ) MEDIANTE OPERACIÓN HEAVY-LIFTING.....	42
<i>José Luis Sánchez Jiménez, Álvaro del Cuivillo M. Ridruejo, Eduardo Torralba Bozzano, Xavier Torelló Ciriano</i>	

220. LOS PUENTES DEL MTDC PARA NORTH TARRANT EXPRESS SEGMENT 3AN EN TEXAS, ESTADOS UNIDOS.....	43
<i>Jaime Burón García, Wally R. Burns, Romina Granullaque Díaz, Andrzej Kaplon, Juan Antonio Calvo Benítez</i>	
221. PROYECTO ITER. DISEÑO Y PUESTA EN OBRA DE LOS PILARES DE HORMIGÓN ARMADO EN EL EDIFICIO DE CRIOGENIZACIÓN (CRYOPLANT).....	145
<i>José Miguel Gómez Rodríguez, Fernando Bravo Notario, Carlos Aníbal Rodríguez Pardo, Sandra Álvarez Gutiérrez</i>	
222. RECOMENDACIONES PARA LA CONCEPCIÓN DE LOS DETALLES FRENTE A FATIGA EN LOSAS ORTÓTOPAS DE CARRETERA.....	268
<i>Miguel Ortega Cornejo, Francisco Millanes Mato</i>	
223. DEFORMACIONES DIFERIDAS EN VIGAS DE HORMIGÓN REFORZADAS CON LAMINADOS NSM CFRP.....	268
<i>Mohamed A, Lluís Torres Llinás, Cristina Barris Peña, Marta Baena Muñoz, Mohamed R. Emar, Ricardo Perera Velamazán</i>	
225. EL VIADUCTO MIXTO SOBRE EL RÍO TAJO EN TALAVERA DE LA REINA.....	44
<i>Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo, Daniel Martínez Agromayor, Pablo Solera Pérez, Juan Luis Mansilla Domínguez</i>	
228. FLUENCIA DE UN ADHESIVO EPOXI PARA EL REFUERZO DE VIGAS DE HORMIGÓN CON NSM FRP SOMETIDO A DISTINTAS CONDICIONES AMBIENTALES.....	269
<i>Mohamed R. Emar, Lluís Torres Llinás, Marta Baena Muñoz, Cristina Barris Peña, Mohamed A. Moawad, Enrique Sevillano Bravo</i>	
229. PUENTE SINGULAR EN LA PLAZA ABU DHABI DE RIAD.....	45
<i>Ignacio Hinojosa Sánchez-Barbudo</i>	
230. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS INDUSTRIALES EN BANGLADESH.....	205
<i>José Antonio del Rosario Tomás, Javier Sanz, George Faller, Patricio García Hernández</i>	
231. MEDIDA DE LA HUMEDAD EN TABLEROS DE PUENTES EXISTENTES.....	270
<i>Emilio Criado Moran</i>	
233. SIMULACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE PUENTES ATIRANTADOS DE HORMIGÓN.....	271
<i>José Antonio Lozano Galant, José Turmo Coderque</i>	
234. MODELIZACIÓN DE VIGAS MIXTAS CON INTERACCIÓN IMPERFECTA.....	272
<i>José Antonio Lozano Galant, Enrique Mirambell Arrizabalaga, Dong XU, José Turmo Coderque</i>	
235. APLICACIÓN DE MÉTODOS MATEMÁTICOS A LA IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	273
<i>José Antonio Lozano Galant, María Nogal Macho, Enrique Castillo Ron, José Turmo Coderque</i>	
237. IDENTIFICACIÓN ESTRUCTURAL NUMÉRICA MEDIANTE TÉCNICAS DE OBSERVABILIDAD.....	274
<i>José Antonio Lozano Galant, María Nogal Macho, Lei Jun, Dong Xu, Gonzalo Ramos Schneider, José Turmo Coderque</i>	
238. PUENTES URBANOS EN GHANA: ENLACE DE KWAME NKURUMAH IN ACRA Y ENLACE DE KASOA EN LA AUTOPISTA ACRA-CABO CORSO.....	46
<i>Javier Torrico Liz, José Antonio Roldán Torres, Ana Palomanes Soto, Elena Hortigüela Páramo, Julio Sánchez Delgado</i>	
239. PASARELA ZABALGANA SOBRE EL FERROCARRIL MADRID-IRÚN EN VITORIA.....	46
<i>José Romo Martín, Francisco Prieto Aguilera, Lola Capdevila González-Navia</i>	
240. ENLACE A 2 NIVELES MEDIANTE GLORIETA ELEVADA DE TABLERO DE HORMIGÓN ALIGERADO PRETENSADO EN EL CONCELLO DE ARTEIXO, A CORUÑA.....	47
<i>Jesús José Corbal Álvarez, José Antonio González Meijide, Alberto Esteban Castrillejo, Arturo Antón Casado</i>	
241. COMPUERTA DE CIERRE DE LA DÁRSENA DE EMBARCACIONES MENORES DEL PUERTO DE SANTA CRUZ DE LA PALMA.....	171
<i>Manuel Biedma García, Luis Carrillo Alonso, Francisco Javier Martínez López</i>	

242. PUENTE SOBRE EL RÍO PERENÉ EN LA COMUNIDAD NATIVA DE CAPACHARI, DISTRITO DE PICHANAKI, REGIÓN DE JUNÍN, PERÚ	48
<i>Jesús José Corbal Álvarez, José Antonio González Mejjide, Alberto Esteban Castrillejo</i>	
243. PUENTE SOBRE EL RÍO MIÑO EN OS PEARES, OURENSE	49
<i>Jesús José Corbal Álvarez, José Antonio González Mejjide, Arturo Antón Casado</i>	
244. VIAL SUBTERRÁNEO EN LA DÁRSENA DE LA MARINA, A CORUÑA	172
<i>José Antonio González Mejjide, Arturo Antón Casado, Jesús Corbal Álvarez, Alberto Esteban Castrillejo</i>	
245. ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO COMERCIAL PARA INDITEX EN LA C/ COMPOSTELA (A CORUÑA)	146
<i>José Antonio González Mejjide, Arturo Antón Casado, Jesús José Corbal Álvarez</i>	
246. OPTIMIZACIÓN DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE HORMIGÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS INDUSTRIALES, PARAMETRIZADA CON EL PROGRAMA GEOGEBRA	211
<i>Alfonso Barba Pérez, Jaime Fernández Gómez, David Usero Mainer, Paula Villanueva Llauradó</i>	
247. NUEVA RAMPA RO-RO PARA EL PUERTO DE SANTANDER	173
<i>Manuel Biedma García, Luis Carrillo Alonso</i>	
248. PUENTE SOBRE EL BARRANCO DEL CINT	50
<i>Fernando Ibáñez Climent, Salvador Monleón Cremades, Sergio Albero Chacón, Manuel Sánchez-Solís Rabadán</i>	
249. VIADUCTO DEL CERRO DE SAN CRISTÓBAL. PROYECTO LÍNEA AMARILLA, LIMA, PERÚ	50
<i>Javier Vaquero Molina, Eduardo Torralba Bozzano, José Manuel Duro Rodríguez, Álvaro del Cuvillo M-Ridruejo, Aerls de la Rosa Toro, José Luis Sánchez Jiménez</i>	
251. NUEVA SEDE DEL BANCO POPULAR FASE II. SALÓN DE ACTOS	147
<i>Jesús M. Cerezo Miguel</i>	
252. CONSTRUCCIÓN DE UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA AL PIE DE LA PRESA DE SAN RAFAEL, MÉXICO	173
<i>Mariano Martín Cañueto, Manuel Biedma García, Luis Carrillo Alonso, Iván García Sáez, Jaime Santamarta Martínez, Pedro Jesús Ruíz Román</i>	
253. REFUERZO DE PILARES CUADRADOS DE HORMIGÓN CON MATERIALES COMPUESTOS. INVESTIGACIÓN SOBRE LA DEFORMACIÓN ÚLTIMA EFECTIVA DEL ENCAMISADO	275
<i>Ana de Diego Villalón, Ángel Arteaga Iriarte, José Pedro Gutiérrez Jiménez, Cecilio López Hombrados, Jaime Fernández Gómez</i>	
254. RETOS EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL HOSPITAL DE EL SALVADOR EN SANTIAGO DE CHILE	147
<i>José Roberto Marín Sampalo, Ignacio López Picasso, Manuel de la Cal Manteca</i>	
256. ELEMENTOS DE SOMBREAMIENTO DE MATERIALES COMPUESTOS	149
<i>Miguel Ángel Núñez Díaz</i>	
257. DOS PASARELAS PARA LA CIUDAD DE OSLO	51
<i>Gaute Mo, Mario Rando, Teresa Caballero</i>	
258. ANÁLISIS SÍSMICO MEDIANTE MÉTODO PUSHOVER DE UN DEPÓSITO ELEVADO EN ARGELIA	174
<i>Manuel de la Cal Manteca, Roberto Marín Sampalo, David Gran Giménez</i>	
259. NUEVO MODELO PARA LA ESTIMACIÓN DE LA CONTRIBUCIÓN A LA SOSTENIBILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS	276
<i>Fernando Rodríguez García, Javier Martínez González</i>	
260. SUSTITUCIÓN DE CABLES Y REHABILITACIÓN DEL PUENTE COLGANTE DE SAN VICENTE	193
<i>Hugo Corres Peiretti, Francisco Prieto Aguilera, Rafael Timerman</i>	

261. PROYECTO ESTRUCTURAL DE LAS ESTACIONES DE LA RED LINE SOUTH DEL METRO DE DOHA, QATAR.....	149
<i>Pietro Bartalotta, Alejandro Yustres Real, Borja Encinas Maldonado, Juan Carlos Alonso López, Álvaro Serrano Corral</i>	
262. EL FOMENTO DE LA INNOVACIÓN EN EL SECTOR DE LA CONSTRUCCIÓN	212
<i>Jesús Rodríguez Santiago, Miguel Amérigo Revuelta, Carlos Thomás García</i>	
263. PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO SINÚ	52
<i>Carlos García Acón, Andreu Estany Serra, Miguel Bañares Dorado, Javier Nieto Calduch, Roser Valls Vidal</i>	
264. ELEMENTOS METÁLICOS SINGULARES DE LAS ESTACIONES DE LA RED LINE SOUTH DEL METRO DE DOHA, QATAR.....	150
<i>Pietro Bartalotta, Alejandro Yustres Real, Ángel Vidal Vacas, Alberto Curbelo Díaz, Álvaro Serrano Corral</i>	
265. CONCEPCIÓN Y PROYECTO DEL PUENTE ARCO SOBRE EL RÍO EBRO EN LOGROÑO	53
<i>Francisco Millanes Mato, Daniel Martínez Agromayor, Pablo Solera Pérez</i>	
266. METRO DE RIAD, LÍNEA 3: ESTACIONES ELEVADAS	176
<i>María del Mar Mayo Martínez</i>	
267. FORMAS FLUIDAS Y EFICIENTES: PASARELA BICONTENTIO SINUS EN SAN SEBASTIÁN	54
<i>Mario Guisasola Ron</i>	
268. 5.º TANQUE DE GAS NATURAL LICUADO (GNL) EN LA TERMINAL DE ZEEBRUGGE, BÉLGICA.....	176
<i>Miguel Bañares Dorado, Javier Nieto Calduch, Mikel Aramburu Celaya, Marc Esquiús Berengueras</i>	
269. FINANSPARKEN BJERGSTED, STAVANGER: UN INNOVADOR EDIFICIO DE OFICINAS CON ESTRUCTURA DE MADERA.....	151
<i>Gaute Mo, Mario Rando, Katie Overton, Fernando Ibáñez Climent, Manuel Sánchez-Solís Rabadán</i>	
270. VIADUCTO DE LA ESTACIÓN DE LOYOLA EN SAN SEBASTIÁN	56
<i>Mario Guisasola Ron</i>	
271. COMPLEJO HIDROELÉCTRICO RENACE, EN GUATEMALA. TÚNELES DE ADUCCIÓN DE LAS FASES II Y III.....	177
<i>Carlos Rozas Labrador, Hugo Corres Peiretti, Fernando Rodríguez García, Javier de Cabo Ripoll, Javier Milián Mateos</i>	
272. NUEVO CARRO VARADERO MODULABLE Y SISTEMA DE TIRO EN EL ASTILLERO DE REPNAVAL.....	178
<i>Jaime Santamarta Martínez, Manuel Biedma García</i>	
273. LEY DE MOMENTOS FLECTORES GENERADORA DE LA FORMA: PUENTE BICONTENTIO MARTUTENE EN SAN SEBASTIÁN	55
<i>Mario Guisasola Ron</i>	
275. PROYECTO ITER. BIM EN DETALLES DE ARMADURA PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN BAJO SEGURIDAD NUCLEAR.....	151
<i>Alberto Caballero Ruiz, José Miguel Gómez Rodríguez, Felipe Quiroz, María José Martín Fernández</i>	
276. PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LOS TÚNELES VIARIOS EN LA PLAZA DE LAS GLORIAS Y ANTEPROYECTO DE VIALIDAD EN SUPERFICIE	178
<i>Javier Rui-Wamba Martija, Carlos García Acón, Luis Castro Soto, Javier Nieto Calduch, Miguel Bañares Dorado</i>	
277. ROBUSTEZ ESTRUCTURAL: LA CUALIDAD QUE ECHÓ DE MENOS RIBERA EN 1905	277
<i>Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma, Javier León González, Jorge Ley Urzáiz</i>	
279. ESTRUCTURA PREFABRICADA E IN SITU EN ESTACIONES: NORTHERN LINE EXTENSIÓN, LONDRES	206
<i>Pedro Gómez Pérez</i>	

280. PASOS MIXTOS SOBRE LA AVENIDA GENERAL PAZ EN BUENOS AIRES, ARGENTINA.....	56
<i>Hugo Corres Peiretti, Javier de Cabo Ripoll, Julio Sánchez Delgado</i>	
282. INFLUENCIA DE LOS DEFECTOS SUPERFICIALES EN LA VIDA ÚTIL DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS DE HORMIGÓN.....	278
<i>Fernando Rodríguez García, Javier Martínez González</i>	
283. APLICACIÓN DE UN PÓRTICO ESTRUCTURAL HÍBRIDO TIPO SKELSION A UNA NAVE INDUSTRIAL.....	152
<i>Gonzalo Goberna Pérez, María del Mar Goberna Pérez, Diego Velayos López</i>	
285. RESPUESTA SÍSMICA DEL COMPLEJO TOKAMAK DE ITER.....	278
<i>Fernando Rueda Guglieri, Luis Maqueda Sánchez, Jorge Olalde Iglesias, Luis Moya Guindo, Didier Combescure</i>	
286. PROYECTO DE FERROCARRIL AWASH-KOMBOLCHA-HARA GEBAYA, ETIOPÍA. DISEÑO ORIENTADO A OBRAS EN PAÍSES EN DESARROLLO	57
<i>Maria Estany Blázquez, Alexandre Correia Paulo, Ricard Leal Baró</i>	
287. CONSIDERACIÓN DE NIVELES BAJO RASANTE DE EDIFICIOS EN ZONAS SÍSMICAS.....	279
<i>Ignacio López Picasso, Roberto Marín Sampalo, Ylenia Romero Cousillas</i>	
288. PASARELA ATIRANTADA EN ILHABELA, SÃO PAULO.....	58
<i>Hugo Corres Peiretti, Francisco Prieto Aguilera, Lola Capdevila González-Navia</i>	
289. ESTRUCTURAS ATACADAS POR CLORUROS. APLICACIÓN DE PROTECCIÓN CATÓDICA EN EL PUENTE DE ACCESO A LA ISLA DE AROUSA.....	213
<i>José Antonio Becerra Mosquera, José Manuel Millán Pérez, José Enrique Pardo Landrove, Diego Carro López</i>	
290. PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTACIONES PARA LA NUEVA LÍNEA 6 DEL METRO DE SANTIAGO DE CHILE.....	179
<i>Gino Rivera Torres, Andrés Larraín Contador, Rodrigo Raniman Hueche, Héctor González Garrido, Carlos Castañón Jiménez</i>	
291. REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL DE LA ANTIGUA SEDE DE BANESTO EN BARCELONA.....	153
<i>Luca Ceriani, Francisco José González Ramos, Álvaro Serrano Corral</i>	
292. GRAN TEATRO DE CASABLANCA.....	154
<i>Luca Ceriani, Pietro Bartalotta, Borja Encinas Maldonado</i>	
293. TOLERANCIA AL DAÑO EN LOS CERRAMIENTOS Y PARTICIONES DE LOS EDIFICIOS.....	280
<i>Ramón Álvarez Cabal, Elena Díaz Heredia, Enrique González Valle</i>	
295. TABLERO DE VIGAS PREFABRICADAS EN EL METRO DE RIAD.....	122
<i>Hugo Corres Peiretti, David Fernández-Ordoñez, Jesús Fernández de Bobadilla, Benjamín Domínguez Santana</i>	
296. PROYECTO ITER. ANÁLISIS DE VIBRACIÓN DE LOS COMPRESORES EN EL EDIFICIO DE CRIOGENIZACIÓN (CRYOPLANT).....	155
<i>Ramon Margalet de Zabalo, María José Martín Fernández, Román Martín Martín, Mariano Serrano de la Asunción</i>	
298. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA FRENTE AL FUEGO DE UN FALSO TÚNEL.....	281
<i>Juan José Pagán Martínez, Ignacio Javier Payá Zaforteza, Paula Rinaudo</i>	
299. LA DOBLE CÉLULA TRIANGULAR: MEJORA SUSTANCIAL DE LA RESISTENCIA A CARGA CONCENTRADA TRANSVERSAL EN PUENTES EMPUJADOS.....	281
<i>Tomás Ripa Alonso</i>	
301. EL PROYECTO CONSTRUCTIVO DEL TRAMO ATIRANTADO DEL NUEVO PUENTE DE PUMAREJO EN BARRANQUILLA, COLOMBIA.....	58
<i>Miguel Ortega Cornejo, Francisco Millanes Mato, Enrique Bordó Bujalance, Fernando Ruano Parra, Jokin Ugarte González, Juan Pablo Durán Ruiz, David Ordín Barrabés</i>	

302. VIADUCTOS 03A Y 03B EN LA NUEVA AUTOVÍA DE MASCARA, EN ARGELIA	60
<i>Julián Alcalá González, Juan José Clemente Tirado, Fernando González Vidosa, Antonio Azorín Carrión</i>	
304. NUEVAS POSIBILIDADES EN EL DISEÑO CONCEPTUAL DE ESTRUCTURAS EFICIENTES.....	282
<i>Leonardo Todisco, Hugo Corres Peiretti</i>	
305. SOLUCIÓN DE REFUERZO DE LA ESTRUCTURA DE LA TRIBUNA NORTE DEL ESTADIO MUNICIPAL DE BALAIÓDOS, VIGO.....	156
<i>Leonardo Todisco, José Soriano Martín, Javier León González</i>	
308. DIFERENCIAS ENTRE EL COMPORTAMIENTO DE LOS RELLENOS EN BÓVEDAS HISTÓRICAS DE FÁBRICA DE PUENTES Y EDIFICIOS.....	202
<i>Alejandro Ramos Casquero, Javier León González</i>	
309. OBRAS DE EMERGENCIA EN EL VIADUCTO DEL HONDÓN, EN CARTAGENA, MURCIA.....	61
<i>Félix Ignacio Villanueva Jover, Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma</i>	
310. PUENTES DE HORMIGÓN CON SECCIÓN CAJÓN: INTERACCIÓN EN LAS ALMAS ENTRE EL ESFUERZO CORTANTE Y LOS MOMENTOS DE FLEXIÓN TRANSVERSAL	283
<i>Antonino Recupero Recupero, Marcello Arici Arici, Hugo Corres Peiretti, Michele Fabio Granata Granata, Gabriele Freni Freni</i>	
311. TORRES EÓLICAS EN BRASIL	180
<i>Carlos Ríos Frutos, Elia María Perez García</i>	
312. EFECTO DE LAS CONDICIONES DE CONTACTO VAINA-HORMIGÓN EN LA FRACTURA POR EFECTO MULTICORDÓN EN TANQUES POSTENSADOS DE GRAN CURVATURA.....	283
<i>Fernando Medina Reguera, Héctor Cifuentes Bulté, Fernando Medina Encina</i>	
313. VIADUCTO V3 SOBRE EL RÍO PISUERGA EN EL NUDO DE VENTA DE BAÑOS DE LA LÍNEA DE AVE NORTE-NOROESTE.....	61
<i>Arturo Ruiz de Villa Valdés, Iñaki Auzmendi Alfaro, Javier Oliva Quecedo</i>	
314. EL PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LOS ACCESOS AL NUEVO PUENTE DE PUMAREJO EN BARRANQUILLA, COLOMBIA	62
<i>Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo, Enrique Bordó Bujalance, Fernando Ruano Parra, Ildefonso de la Cruz Hebrero, Jokín Ugarte González, Juan Pablo Durán Ruiz, David Ordín Barrabés</i>	
315. ANÁLISIS DE UN PUENTE DE TABLERO CONTINUO SUJETO A MÚLTIPLES EXCITACIONES SÍSMICAS	284
<i>Alexander Kagermanov, David Arribas Mazarracín</i>	
316. VIADUCTOS MIXTOS DEL ENLACE DE GEREDIAGA EN VIZCAYA.....	63
<i>Arturo Ruiz de Villa Valdés, Javier Oliva Quecedo, Iñaki Auzmendi Alfaro</i>	
318. VIADUCTO DE ALMONTE. DISEÑO Y CONTROL DE CONSTRUCCIÓN	64
<i>Guillermo Capellán Miguel, Javier Martínez Aparicio, Emilio Merino Rasillo, Pascual García Arias, Pablo Jiménez Guijarro</i>	
319. CUANTÍAS MÍNIMAS DE REFUERZO PARA DOVELAS DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS PARA ANILLOS DE TÚNEL. CAMPAÑA EXPERIMENTAL.....	214
<i>Nadia Quijano Arteaga, Eduardo Galeote Moreno, Ana Blanco Álvarez, Luis Manuel Pinillos Lorenzana, Albert de la Fuente Antequera</i>	
320. LA FUNCIONALIDAD COMO PARÁMETRO DETERMINANTE DE UN DISEÑO. LA PASARELA PARA PEATONES Y CICLISTAS DE ST. PHILIPS EN BRISTOL.....	65
<i>Héctor Beade Pereda, Rocío Romo Torres, John McElhinney, Bogdan Barbulescu</i>	
321. NUEVO DISEÑO DEL PONTE DEI CONGRESSI EN ROMA, ITALIA.....	65
<i>Guillermo Capellán Miguel, Miguel Sacristán Montesinos, Juan José Arenas de Pablo</i>	

322. ANÁLISIS DINÁMICOS EN EL COMPLEJO ITER. APLICACIÓN AL RF HEATING BUILDING#15	157
<i>Fernando Bravo Notario, Ángel Hernández Basterra, María José Martín Fernández, Alberto Caballero Ruiz</i>	
324. EXPERIENCIAS EN LA SUSTITUCIÓN DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN SOBRE ESTRUCTURAS EXISTENTES	66
<i>Noemí Corral Moraleda, Paloma Lampaya Nasarre, Tomás Ripa Alonso</i>	
325. PUENTE DE ACCESO A LA NUEVA ISLA DE ZORROTZAURRE: PUENTE FRANK GEHRY	67
<i>Guillermo Capellán Miguel, Pablo Alfonso Domínguez, Héctor Beade Pereda, Jorge López Tamames, Víctor García Martín</i>	
326. CARACTERIZACIÓN DEL HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA REFORZADO CON MICROFIBRAS METÁLICAS	285
<i>Eduardo Galeote Moreno, Yineth García Díaz, Ana Blanco Álvarez, Albert de la Fuente Antequera</i>	
327. INFLUENCIA DE LA ORIENTACIÓN Y LA DENSIDAD DE LAS FIBRAS EN LA RESISTENCIA A LA TRACCIÓN POR FLEXIÓN DE HORMIGONES	286
<i>Jesús Mínguez Algarra, Dorys Carmen González Cabrera, Miguel Ángel Vicente Cabrera</i>	
328. DISEÑO BASADO EN PRESTACIONES FRENTE A LA ACCIÓN DEL FUEGO DEL COMPLEJO DE FUSIÓN NUCLEAR ITER, EN FRANCIA	158
<i>Carlos Muñoz Blanc, Alicia Soler Orcal, Ramon Margalet de Zabalo, Xavier Ros Batlle</i>	
329. PASARELA COLGANTE SOBRE EL RÍO PAS	68
<i>Javier Oliva Quecedo, Arturo Ruiz de Villa Valdés</i>	
330. ESTRUCTURA DE LA NUEVA SEDE CORPORATIVA DEL BANCO POPULAR EN MADRID	159
<i>Ángel Vidal Vacas, Álvaro Serrano Corral</i>	
331. REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS EN LA CALLE 30, MADRID: GESTIÓN, ACTUACIONES Y RESULTADOS	193
<i>Paloma Lampaya Nasarre, Tomás Ripa Alonso</i>	
332. REHABILITACIÓN DE LAS OBRAS DE FÁBRICA SITUADAS EN LOS PP. KK. 87+300 Y 88+700 DE LA CARRETERA N-301	181
<i>Noemí Corral Moraleda, Tomás Ripa Alonso</i>	
333. ASPECTOS SINGULARES DEL PROYECTO DE LA ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE LA NUEVA SEDE DEL BANCO POPULAR EN MADRID	159
<i>Ángel Vidal Vacas, Álvaro Serrano Corral</i>	
334. EL VIADUCTO DEL CORGO Y EL VIADUCTO TRANS-RHUMEL. DOS EJEMPLOS DE CONSTRUCCIÓN <i>IN SITU</i> DE TABLEROS ATIRANTADOS EJECUTADOS POR VOLADIZOS SUCESIVOS	68
<i>Aquilino Raimundo, Daniel Rodríguez Pereiras</i>	
335. ESTUDIO DE LA SENSIBILIDAD A SU PROPIA DEFORMACIÓN DE ESCORIAS DE ALTO HORNO REFORZADAS CON FIBRA DE CARBONO	287
<i>F. Javier Baeza de los Santos, Josep Lluís Vilaplana Abad, Óscar Galao Malo, Pedro Garcés Terradillos</i>	
336. SUSTITUCIÓN DE LA JUNTA DE UN VIADUCTO EN LA M-40. ESTUDIO DE DEFORMACIONES TÉRMICAS E INFLUENCIA EN LAS CONDICIONES DE INSTALACIÓN	288
<i>Lucía López de Abajo López, Tomás Ripa Alonso</i>	
337. PUENTE DE LA FLORIDA, OVIEDO	69
<i>Guillermo Capellán Miguel, Alejandro Godoy Ansótegui, Marianela García Pérez, Santiago Guerra Soto</i>	
338. SUSTITUCIÓN DE ANCLAJES VERTICALES DE ESTRIBOS EN EL ENLACE DE LA A-42 CON LA N-400	70
<i>Ignacio Rueda Sastre, Tomás Ripa Alonso</i>	
339. ANÁLISIS DE MECANISMOS RESISTENTES A CORTANTE MEDIANTE OPTIMIZACIÓN DE MODELOS DE BIELAS Y TIRANTES CONSIDERANDO LOS PATRONES DE FISURACIÓN	289
<i>Jesús Miguel Bairán García, Antonio Marí Bernat, Antoni Cladera Bohigas</i>	

341. PROYECTO Y OBRA DEL APARCAMIENTO SUBTERRÁNEO EN EL DISTRITO C DE TELEFÓNICA	160
<i>Ignacio Rueda Sastre, Tomás Ripa Alonso</i>	
342. DIAGNÓSTICO Y REPARACIÓN DE LOS PILONOS DEL PUENTE DE RANDE.....	71
<i>Fernando Rodríguez García, Pilar Segura Pérez, José Millán Pérez, Javier Martínez González</i>	
343. PROYECTO DE SUSTITUCIÓN DEL GERALD DESMOND BRIDGE. CONSTRUCCIÓN DE LOS VANOS DE APROXIMACIÓN MEDIANTE CIMBRA AUTOLANZABLE	71
<i>Aquilino Raimundo, José Antonio Becerra Mosquera, Daniel Rodríguez Pereiras</i>	
345. CUBIERTA-BURBUJA DE DESERT CITY.....	161
<i>Guillermo Capellán Miguel, Santiago Guerra Soto, Julio González Zalduondo, José María García Lastra</i>	
346. ASSESSMENT AND STRENGTHENING EXPERIENCE WITH BRIDGES IN GERMANY.....	72
<i>Michael Müller, Volkhard Angelmaier, Wolfgang Eilzer</i>	
347. EDIFICIO DE OFICINAS PARA GMP EN LAS TABLAS, MADRID: ESTRATEGIA ESTRUCTURAL PARA UNA FACHADA PORTANTE SOMETIDA AL FUEGO.....	162
<i>José Antonio Martín-Caro Álamo, Damián Javier Terrasa Díaz, Daniel Bueso-Inchausti Toro</i>	
348. PUENTE DE QUEENSFERRY. DISEÑO CONCEPTUAL Y DISEÑO BASE.....	73
<i>Richard Hornby, Matt Carter, Steve Kite, Billy Minto</i>	
350. PRINCIPIOS UNIVERSALES DE DISEÑO APLICADOS A LA CONCEPCIÓN DE PUENTES	290
<i>Héctor Beade Pereda</i>	
352. TAMINA CANYON CROSSING, BAD RAGAZ, SWITZERLAND.....	73
<i>Volkhard Angelmaier, Wolfgang Eilzer, Michael Müller, Holger Haug</i>	
353. DISEÑO DE 2 NUEVOS PUENTES EN LIMA: PUENTE JUNÍN Y PUENTE LEONCIO PRADO	74
<i>Guillermo Capellán Miguel, Miguel Sacristán Montesinos, Alejandro Godoy Ansótegui, Carlos David Alonso Velasco, José Luis Pando Anta</i>	
354. EL PUENTE QUEENSFERRY CROSSING. DESARROLLO DEL DISEÑO GANADOR.....	75
<i>Joseph Michael Martin, Peter Curran, Felipe Tarquis Alfonso, Peter Walser, Stephan Hamm</i>	
355. NUEVO QUEENSFERRY CROSSING. LANZAMIENTO DEL VIADUCTO DE ACCESO SUR	75
<i>Héctor Bernardo Gutiérrez, Antonio Vázquez Salgueiro, José Manuel González Barcina, Francisco Niño Tejedor, Steve Thompson</i>	
356. ALGUNAS REFLEXIONES SOBRE LA INSTALACIÓN DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN EN LA REHABILITACIÓN DE PUENTES.....	194
<i>Jesús María Rodríguez Romero, Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma, Elena Díaz Heredia, José Ramón Arroyo Arroyo</i>	
357. ANÁLISIS PRELIMINAR DEL COMPORTAMIENTO DE HORMIGONES QUE INCORPORAN CONCHA DE MEJILLÓN RECICLADA EN ESTRUCTURAS ARMADAS SUMERGIDAS EN AGUA MARINA	291
<i>M. Pilar de la Cruz, Santiago Fernández-Yuste, Alfredo del Caño, Manuel F. Herrador</i>	
358. EVALUACIÓN DE LA ADHERENCIA HORMIGÓN-ARMADURA EN HORMIGONES PROYECTADOS.....	291
<i>Tomàs García Vicente, Sergio H. Pialarissi Cavalaro, Ana Blanco Álvarez, Jorge Pérez Cacho</i>	
359. DISEÑO DE LA PASARELA DE RAOS SOBRE LA A-67, SANTANDER.....	76
<i>Guillermo Capellán Miguel, Miguel Sacristán Montesinos, Alejandro Godoy Ansótegui, Mariana García Pérez</i>	
360. GESTIÓN INTEGRAL DE INFRAESTRUCTURAS DEL AYUNTAMIENTO DE MADRID.....	195
<i>Cristina Cobo Rodríguez, Juan Jesús Álvarez Andrés</i>	
361. PUENTE DE VELAS DE BARRA VIEJA, MÉXICO.....	77
<i>Leonardo Fernández Troyano, Guillermo Ayuso Calle, Lucía Fernández Muñoz, Alberto Muñoz Tarilonte, Raúl González Aguilar</i>	

362. PUENTE ROTONDA DE ENGORDANY EN ESCALDES, ANDORRA	77
<i>Leonardo Fernández Troyano, Guillermo Ayuso Calle, Lucía Fernández Muñoz</i>	
363. VIADUCTOS EN LA LÍNEA DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD DE AL-HARAMAIN (ARABIA SAUDITA)	78
<i>Manuel Biedma García, Mayra Toledo Serrano</i>	
365. SOLUCIONES INNOVADORAS EN EL CRUCE DE TÚNELES Y ESTACIONES DE LA L5 DEL METRO DE RIAD	182
<i>Víctor Torralba Mendiola, Gonzalo Ramos Schneider, Ángel García-Fontanet Molina, Tomás Arranz Marco, Didac Plana Aguilar, Javier Ainchil Lavín</i>	
366. EL SISTEMA DE LANZAMIENTO DE VANOS COMPLETOS APLICADO A LA CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO SHEIKH JABER AL-AHMED AL-SABAH	79
<i>Aquilino Raimundo, José Antonio Becerra Mosquera, Daniel Rodríguez Pereiras</i>	
367. REHABILITACIÓN DE LOS TIRANTES DEL PUENTE FERNÁNDEZ CASADO	196
<i>Sierra Ruiz Rabadán, Fernando Martínez Pérez-Beato</i>	
368. NUEVO PUENTE DE GOLBARDO SOBRE EL RÍO SAJA, CANTABRIA	80
<i>Guillermo Capellán Miguel, Emilio Merino Rasillo, Alejandro Godoy Ansótegui, Marianela García Pérez, Santiago Guerra Soto</i>	
369. CIERRES DEL TABLERO EN EL NUEVO QUEENSFERRY CROSSING	80
<i>Héctor Bernardo Gutiérrez, Antonio Vázquez Salgueiro, Antonio Martínez Cutillas, Martin Romberg, Felipe Tarquis Alfonso</i>	
371. ARCO DE TABLERO INTERMEDIO SOBRE EL BARRANCO DE ERQUES. CONSTRUCCIÓN	81
<i>Santiago Pérez-Fadón Martínez, José Emilio Herrero Beneitez, Juan José Sánchez Ramírez, Pablo Loscos Areoso</i>	
372. NUEVO QUEENSFERRY CROSSING. LANZAMIENTO DEL VIADUCTO DE ACCESO NORTE	81
<i>Héctor Bernardo Gutiérrez, Antonio Vázquez Salgueiro, Gabriel Menéndez-Pidal Sendrail, Steve Thompson, Alan Ward</i>	
373. ARCO DE TABLERO INTERMEDIO SOBRE EL BARRANCO DE ERQUES. DISEÑO	82
<i>Santiago Pérez-Fadón Martínez, José Emilio Herrero Beneitez, Juan José Sánchez Ramírez, Pablo Loscos Areoso, José Manuel Simón-Talero Muñoz, Alejandro Hernández Gayo, Ramón María Merino Martínez</i>	
374. PUNZONAMIENTO EN LOSAS ARMADAS CON FRP SIN ARMADURA TRANSVERSAL. ESTUDIO COMPARATIVO DE MODELOS ANALÍTICOS	292
<i>Eva Oller Ibars, Antonio Marí Bernat, Josep Jaume González Rodríguez</i>	
375. CIMENTACIONES TABLESTACADAS EN EL NUEVO QUEENSFERRY CROSSING	83
<i>Antonio Vázquez Salgueiro, Nicolás Burbano Pita, Manuel Pita Olalla, Stephan Hamm, Raimundo Saiz Pérez</i>	
376. CONSTRUCCIÓN DE LAS TORRES ATIRANTADAS DEL NUEVO QUEENSFERRY CROSSING	84
<i>Antonio Vázquez Salgueiro, Stephan Hamm, Peter Walser, Martin Romberg, Felipe Tarquis Alfonso</i>	
377. TÚNELES CON DOVELAS ARMADAS ÚNICAMENTE CON FIBRAS METÁLICAS EN PERÚ	182
<i>Víctor Torralba Mendiola, Gonzalo Ramos Schneider, Antonio Romero Ballesteros</i>	
378. MECANISMOS RESISTENTES DE LAS BÓVEDAS DE LA IGLESIA DE S. PEDRO EN BERGARA, GUIPÚZCOA	183
<i>José Galafel González, Javier León González</i>	
380. AUTOPSIA DEL PUENTE DEL GUADARRAMA	197
<i>Javier León González, Pedro Berruezo Martínez-Illescas, Belén Peña Sanz</i>	
381. ESTUDIO EXPERIMENTAL SOBRE LOS MODOS DE FALLO POR CORTANTE EN VIGAS DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS	293
<i>Juan Navarro Gregori, Francisco Ortiz Navas, Gabriel Leiva Herdocia, Pedro Serna Ros, Estefanía Cuenca Asensio</i>	

382. EXPERIENCIAS EN LA GESTIÓN DE PUENTES EN GALICIA.....	198
<i>José Enrique Pardo Landrove, Javier León González, Jorge Ley Urzáiz, Antonio González Meijide</i>	
384. ENSEÑANZAS, HOY, DE LOS PUENTES DE PIEDRA O LADRILLO	199
<i>Javier León González</i>	
386. ESTRATEGIAS DE INTERVENCIÓN ESTRUCTURAL SOBRE EDIFICIOS DEL PATRIMONIO HISTÓRICO INDUSTRIAL: ALGUNAS REALIZACIONES RECIENTES EN MADRID.....	163
<i>Juan Rey Rey, Pablo Vegas González, Jacinto Ruiz Carmona</i>	
387. MODELO NUMÉRICO DEL COMPORTAMIENTO EN FRACTURA DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRA SEGÚN SU CONTENIDO	294
<i>Federico Palazón Garrido, Fernando Medina Reguera, Elisa Poveda Bautista, Héctor Cifuentes Bulté, Fernando Medina Encina</i>	
388. ESTRUCTURAS DE LA VARIANTE SUR DE ERMUA	84
<i>Guillermo Capellán Miguel, Alejandro Godoy Ansótegui, Marianela García Pérez, Pablo Alfonso Domínguez, Sara Urdinguio Vega</i>	
389. MÉTODOS CONSTRUCTIVOS EN EL TRAMO ATIRANTADO DEL NUEVO QUEENSFERRY CROSSING.....	85
<i>Antonio Vázquez Salgueiro, Dan J. Raynor, Martin Romberg, Peter Walser, Felipe Tarquis Alfonso</i>	
391. METODOLOGÍA PARA LA PRIORIZACIÓN DE ESTRUCTURAS DEGRADADAS.....	200
<i>Ignacio Piñero Santiago, Leire Garmendia Arrieta, José Tomás San José Lombera, María Zalbide Saenz de Buruaga</i>	
393. PROPIEDADES MECÁNICAS EN FATIGA DE UN HORMIGÓN DE MUY ALTAS PRESTACIONES MEDIANTE ENSAYOS DE FLEXIÓN EN 3 PUNTOS.....	295
<i>José David Ríos Jiménez, Héctor Cifuentes Bulté, Fernando Medina Encina</i>	
395. INFLUENCIA DEL TIEMPO DE EXPOSICIÓN A TEMPERATURAS EN EL COMPORTAMIENTO EN FRACTURA DE HORMIGONES AUTOCOMPACTANTES REFORZADOS CON FIBRAS DE PP	296
<i>José David Ríos Jiménez, Héctor Cifuentes Bulté, Carlos Leiva Fernández, Fernando Medina Encina</i>	
397. DISEÑO SÍSMICO DE LA ESTACIÓN MERCADO SANTA ANITA DE LA L2 DEL METRO DE LIMA.....	215
<i>Julio Rodríguez Sánchez, Antonio Jesús Díaz Moreno, Guillermo Martínez Ruiz, Ignacio Hinojosa Sánchez-Barbudo</i>	
398. CÁLCULO ESTRUCTURAL DE TUBERÍAS FLEXIBLES. GUÍA DE DISEÑO DE TUBERÍAS DE PRFV.....	216
<i>Francisco Ramón Andrés Martín, Ismael Carpintero García</i>	
399. PROBLEMÁTICA EN LA INSPECCIÓN DE PUENTES METÁLICOS ANTIGUOS.....	296
<i>Ismael Carpintero García</i>	
400. VALIDACIÓN EXPERIMENTAL EN PLANTA DE PREFABRICADOS DE UN SISTEMA AUTOMATIZADO DE CONTROL DE CALIDAD MEDIANTE EL MÉTODO DE LA MADUREZ.....	216
<i>Cristina Vázquez Herrero, Gustavo Vázquez Herrero, Humberto Vázquez Vázquez, Federico Laport Rivas</i>	
402. LONGITUDES DE ANCLAJE DE ARMADURAS CON PROLONGACIÓN RECTA Y CON CABEZA PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE PILAS DE PUENTE	297
<i>Juan Murcia Delso, Vasileios Papadopoulos, P. Benson Shing</i>	
405. EVALUACIÓN DE LA CORROSIÓN EN ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN NUCLEAR MEDIANTE EL USO DE TÉCNICAS ELECTROQUÍMICAS NO DESTRUCTIVAS.....	298
<i>Isabel Martínez Sierra, Ángel Castillo Talavera</i>	
406. INFLUENCIA DE LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO EN LAS CORRELACIONES ENTRE ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS Y RESISTENCIA EN FUNCIÓN DE LA TEMPERATURA.....	299
<i>Miriam Velay Lizancos, Pablo Vázquez Burgo, Isabel Martínez Lage</i>	
407. UTILIZACIÓN DE CENIZAS DE BIOMASA COMO FILLER DE HORMIGONES AUTOCOMPACTANTES.....	300
<i>Pablo Vázquez Burgo, Miriam Velay Lizancos, Marcos Rivas Fernández, Isabel Martínez Lage, Antonio Ramírez Rodríguez</i>	

408. TRADICIÓN E INNOVACIÓN PARA EL PUENTE DE SAN IGNACIO EN LA NUEVA ISLA DE ZORROZAUERE EN BILBAO	86
<i>Ana Lorea Arnal, Sergio Saiz García</i>	
409. ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS RESIDUALES DE HORMIGONES EXPUESTOS A ALTAS TEMPERATURAS	301
<i>Francisco de Borja Varona Moya, F. Javier Baeza de los Santos, Salvador Ivorra Chorro</i>	
410. ANÁLISIS POR ELEMENTOS FINITOS DE LOSAS DE EDIFICACIÓN SOMETIDAS A PUNZONAMIENTO	301
<i>Miguel Navarro Menargues, Salvador Ivorra Chorro, Francisco de Borja Varona Moya, F. Javier Baeza de los Santos</i>	
420. EMPUJE DE PASARELA EN EL DUBAI MALL (EMIRATOS ÁRABES UNIDOS)	86
<i>Sergio Couto Wörner, Jorge Cascales Fernández, Ricardo Rico Rubio</i>	
421. REHABILITACIÓN DEL PUENTE DEL MILENIO, OURENSE	200
<i>Sergio Couto Wörner, Javier Lendoiro Santos, Jorge Cascales Fernández, Ricardo Rico Rubio</i>	
424. A26. AUTOESTRADA DO BAIXO ALENTEJO. TRAMOS A, B, C, D2 Y E	87
<i>Jorge Cascales Fernández, Sergio Couto Wörner, Ricardo Rico Rubio, Pablo Grandío Noche</i>	
426. HORMIGONES ESTRUCTURALES CON ÁRIDOS RECICLADOS PROCEDENTES DE LAS PLANTAS DE GESTIÓN DE RCD	302
<i>Blas Cantero Chaparro, Isabel F. Sáez del Bosque, Agustín Matías Sánchez, Pablo Plaza Caballero, M. Isabel Sánchez de Rojas Gómez, César Medina Martínez</i>	
427. TANQUES DE HORMIGÓN POSTESADO DE 120 M DE DIÁMETRO EN JEDDAH, ARABIA SAUDÍ	184
<i>Guillermo Santamaría Caballero, Antonio García Povill, Pablo Fraile Herrero, Ignacio Abad González</i>	
428. CÚPULAS DE ALUMINIO DE 120 M Y 110 M DE DIÁMETRO EN ARABIA SAUDÍ	185
<i>Rodrigo Arias Crespo, Guillermo Santamaría Caballero, Antonio García Povill, Ignacio Abad González</i>	
430. DISEÑO DE ESTRUCTURAS AUXILIARES PARA MANIOBRAS DE HEAVY LIFTING	186
<i>Ricardo Rico Rubio, Sergio Couto Wörner, Jorge Cascales Fernández</i>	
431. RESISTENCIA A CORTANTE DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN PARCIALMENTE PRETENSADO	303
<i>Noemí Duarte Gómez, Jesús Miguel Bairán García, Eva Oller Ibars, Antonio Marí Bernat</i>	
433. DETECCIÓN DE FISURAS EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN A PARTIR DE IMÁGENES RGB MEDIANTE TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO DIGITAL DE IMÁGENES	303
<i>Luis Sánchez Calderón, Jesús Miguel Bairán García, Antonio Marí Bernat</i>	
434. DISEÑO SÍSMICO BASADO EN PRESTACIONES DE ESTRUCTURAS IRREGULARES	304
<i>Jesús Miguel Bairán García, Luis Alberto Montoya Coronado</i>	
436. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO HOSPITAL DE ANTOFAGASTA CON AISLAMIENTO BASE	163
<i>Ramón Sánchez Fernández, Emiliano Pinto Gómez</i>	
437. 74 NUEVAS ESTRUCTURAS EN LA AMPLIACIÓN DE LA AUTOPISTA ETR407 (TORONTO, CANADÁ)	88
<i>Ángel Carriazo Lara, Javier Gamino Palomo, Vega Laguna Díaz, Alberto Fernández Álvarez</i>	
438. PUENTE FERROVIARIO METÁLICO DE BRAEHEAD SOBRE LA AUTOPISTA M8 (GLASGOW, ESCOCIA)	88
<i>Ramón María Merino Martínez, José Manuel Simón-Talero Muñoz, Juan José Sánchez Ramírez, Francisco José Palacios Climent</i>	
439. CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE SOBRE EL RÍO NARCEA	89
<i>Eduardo Montes de Frutos, Laura Valdizán Arcera, Pablo González Pereda</i>	

440. INFLUENCIA DE LA INCLINACIÓN DE LAS ALMAS EN EL COMPORTAMIENTO DE PUENTES CON SECCIÓN EN CAJÓN	305
<i>Antonio Martínez de la Concha, Héctor Cifuentes Bulté, Fernando Medina Encina</i>	
444. HERRAMIENTA DE ANÁLISIS Y CONTROL SÍSMICO PARA EL VIADUCTO DE LA AUTOPISTA URBANA NORTE, CIUDAD DE MÉXICO	217
<i>Mariano Ahijado García, José Manuel Simón-Talero Muñoz, Alejandro Hernández Gayo, Manuel Santillán Palencia, Ignacio de Villar Meca</i>	
445. PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONTROL DE EJECUCIÓN DE PUENTES DE VOLADIZOS EN BRASIL	90
<i>Ángel Carriazo Lara, Francisco José Ponce Cordero, Álvaro Mazariegos Borobio</i>	
448. AMPLIACIÓN DE LA AVENIDA JAMAL ABDUL NASSER EN KUWAIT	91
<i>José Manuel Martínez García, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Javier Fernández-Dívar Sánchez, Marcos Jesús Pantaleón Prieto</i>	
449. ESTUDIO SÍSMICO DE PILAS ESBELTAS DE UN VIADUCTO DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD	306
<i>Diego Hernández Fraile, José Manuel Simón-Talero Muñoz, Alberto Fernández Álvarez</i>	
451. AUSCULTACIÓN DE ESTRUCTURAS INTEGRALES	307
<i>Javier Ezeberry Parrotta, Hugo Corres Peiretti, Alejandro Pérez Caldentey, Tobias Petschke</i>	
452. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS INTEGRALES	307
<i>Javier Ezeberry Parrotta, Hugo Corres Peiretti, Alejandro Pérez Caldentey</i>	
453. MEJORA DE LA SOSTENIBILIDAD Y EL COMPORTAMIENTO EN SERVICIO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN MEDIANTE EL USO DE FIBRAS METÁLICAS RECICLADAS	309
<i>Giancarlo Groli, Alejandro Pérez Caldentey</i>	
454. CÁLCULO DE FLECHAS DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE UN FACTOR CORRECTOR DEL RESULTADO DE UN CÁLCULO ELÁSTICO LINEAL	309
<i>Alejandro Pérez Caldentey, Javier Mendoza Cembranos, Hugo Corres Peiretti</i>	
455. NEW QUEENSFERRY CROSSING. SISTEMA DE ATIRANTAMIENTO	92
<i>Antonio Vázquez Salgueiro, Miguel González Olivares, Martin Romberg, Peter Walser, Rachid Annan</i>	
456. ESTUDIO DE PUENTES AFECTADOS POR REACCIÓN ÁLCALI-SÍLICE SITUADOS EN UN AMBIENTE SECO	310
<i>Pilar Alaejos Gutiérrez, Víctor Lanza Fernández, José Emilio Criado Morán</i>	
458. ESTIMACIÓN DE LA VIDA ÚTIL DE UNA ESTRUCTURA EXPUESTA A AMBIENTE MARINO A PARTIR DE LA CARACTERIZACIÓN DE TESTIGOS EN LABORATORIO	311
<i>Víctor D. Lanza Fernández, Susana Fernández García, Pilar Alaejos Gutiérrez</i>	
460. INFLUENCIA DEL ACTIVADOR EN LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE MORTEROS DE ESCORIA DE SIMN ACTIVADA ALCALINAMENTE	312
<i>Rosa Navarro Martínez, Emilio Zornoza Gómez, Pedro Garcés Terradillos, Isidro Sánchez Martín, Eva García Alcocel</i>	
461. PUENTE ATIRANTADO TRENG TRENG-KAY KAY EN TEMUCO, CHILE	93
<i>Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Ricardo Rafael Pereira da Sousa, Guillermo Ortega Carreras, Frank Schanack, Marcos Jesús Pantaleón Prieto, Juan Peña Lasso</i>	
462. PUENTE DE VIGAS DE LONGITUD MEDIA SIN JUNTAS DE DILATACIÓN INTERMEDIAS: VIADUCTO DE CASTILBLANCO SOBRE EL EMBALSE DE GARCÍA SOLA	93
<i>Cristina Gaité González, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Manuel Tomás Moreno, Enrique Carrera Carrero, Fernando Pedraza Majárrez, Marcos Jesús Pantaleón Prieto, Javier Fernández-Dívar Sánchez, Roberto Escalona de la Fuente</i>	
463. ANTEPROYECTO DE VIADUCTO DE 14 KM SOBRE EL MAR ENTRE ARABIA SAUDÍ Y BARÉIN	94
<i>Ignacio Abad González, Guillermo Santamaría Caballero</i>	

465. EMPUJE DEL VIADUCTO EN ARCO TRIANGULADO DE TABLERO INFERIOR PARA FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE LA AUTOVÍA A-45.....	95
<i>Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Juan Peña Lasso, Ricardo Rafael Pereira da Sousa, Manuel Ángel Díaz García, Marcos Jesús Pantaleón Prieto</i>	
466. REHABILITACIÓN DE TABLEROS MIXTOS REALIZADOS EN ACERO CON RESISTENCIA MEJORADA FRENTE A LA CORROSIÓN ATMOSFÉRICA.....	96
<i>Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Haritz García Coca, Marcos Jesús Pantaleón Prieto, Alberto Esteban Castrillejo</i>	
468. VIADUCTO DEL CORTIJO DE ROPEROS. PILA DELTA COMO SOLUCIÓN PARA EL PUNTO FIJO EN VIADUCTOS EN ZONAS DE SISMICIDAD MEDIA	97
<i>Guillermo Ortega Carreras, Jorge Eloy de Vena Retuerto, Cristina Gaité González, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Marcos Jesús Pantaleón Prieto, Ángela Martín Ochoa</i>	
469. VIADUCTOS DE SAN FELIPE Y LAS TINAJAS EN ZONAS DE ALTO RIESGO SÍSMICO (RUTA 60, CHILE).....	98
<i>Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Iván Campo Rumoroso, Luis García Vega, Marcos Jesús Pantaleón Prieto, Javier Fernández-Dívar Sánchez, Roberto Escalona de la Fuente</i>	
470. CONCEPTO Y OBRA EN LA REHABILITACIÓN DE UN PUENTE METÁLICO DISEÑADO EN EL SIGLO XIX: PUENTE DE TRETU.....	98
<i>Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, David García Sánchez, Iván Toribio Sánchez, Manuel Ángel Díaz García, Juan Peña Lasso, Marcos Jesús Pantaleón Prieto</i>	
471. RAMPAS DE ACCESO AL VIADUCTO BICENTENARIO Y AUNORTE, AUTOPISTAS ELEVADAS EN LA CIUDAD DE MÉXICO	99
<i>Ricardo Rafael Pereira da Sousa, Luis García Vega, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Marcos Jesús Pantaleón Prieto</i>	
472. OPTIMIZACIÓN DE PUENTES DE VARIOS VANOS ISOSTÁTICOS EN ZONAS SISMOACTIVAS MEDIANTE LA SUPRESIÓN DE JUNTAS.....	100
<i>Antonio Madrid Ramos, Carmen Lozano Bruna, Alejandro Nicolás Pazo, Miguel Ángel Higuera Antón, David Nogueira Abal, Amaya Hernando Martín</i>	
475. ANÁLISIS NUMÉRICO DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO REFORZADAS EXTERNAMENTE A CORTANTE MEDIANTE LAMINADOS DE POLÍMEROS REFORZADOS CON FIBRAS.....	312
<i>Denise Ferreira, Eva Oller Ibars, Antonio Marí Bernat, Jesús Miguel Bairán García</i>	
476. INSTRUMENTACIÓN Y ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE DE TRETU DURANTE SU REHABILITACIÓN.....	101
<i>David García Sánchez, Vicente Puchol de Celis, Felipe Collazos Arias, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez</i>	
477. CÁLCULO DE LAS ESTRUCTURAS DE LA AUTOPISTA AL MAR 1 (COLOMBIA).....	102
<i>Antonio J. Alejandro Nicolás Pazo, Miguel Ángel Higuera Antón, David Nogueira Abal, Amaya Hernando Martín, Carmen Lozano Bruna</i>	
478. ACONDICIONAMIENTO DEL PASO INFERIOR DE LA A-6 BAJO LA PLAZA DEL CARDENAL CISNEROS (MADRID).....	103
<i>Juan Jesús Álvarez Andrés, Cristina Cobo Rodríguez, José Antonio Martín-Caro Álamo, Damián J. Terrasa Díaz</i>	
479. ESTRUCTURAS DEL CORREDOR VIAL BUCARAMANGA-BARRANCABERMEJA-YONDÓ	104
<i>Antonio J. Madrid Ramos, Carmen Lozano Bruna, Alejandro Nicolás Pazo, Miguel Ángel Higuera Antón, David Nogueira Abal, Amaya Hernando Martín</i>	
480. PUENTES DE LA CARRETERA BOGOTÁ-VILLAVICENCIO, COLOMBIA	105
<i>Juan Jesús Álvarez Andrés, Manuel Ferrer Orduz, Juan Rodríguez Fernández</i>	
481. PUENTE SOBRE EL RÍO SÁNAME (COLOMBIA).....	106
<i>Juan Jesús Álvarez Andrés, Manuel Ferrer Orduz, Juan Rodríguez Fernández</i>	
482. PUENTE DE SAN MIGUEL (COLOMBIA)	107
<i>Juan Jesús Álvarez Andrés, Manuel Ferrer Orduz, Juan Rodríguez Fernández</i>	

483. PUENTE DE PERDICES I (COLOMBIA)	107
<i>Juan Jesús Álvarez Andrés, Manuel Ferrer Orduz, Juan Rodríguez Fernández</i>	
484. ESTRUCTURA SINGULAR EN EL RAMAL FERROVIARIO AL BAJO DE LA CABEZUELA	108
<i>Antonio J. Madrid Ramos, Miguel Ángel Higuera Antón, Alejandro Nicolás Pazo, Amaya Hernando Martín</i>	
487. INGENIERÍA MÁS ALLÁ DE LO ESTRICTAMENTE TÉCNICO: UN DEBATE ABIERTO	314
<i>Ignacio Payá-Zaforteza, Esther Giménez Carbó</i>	
488. TUBOS RELLENOS DE HORMIGÓN EXPANSIVO. ENSAYOS Y APLICACIONES	314
<i>José Pedro Gutiérrez Jiménez, Francisco Javier Barroso Sánchez, Luis Echevarría Giménez, Sonia Martínez de Mingo, Juan José Sánchez Ramírez</i>	
491. DOS PASOS SUPERIORES MIXTOS ANCHOS CON DOBLE CAJÓN Y LUCES MEDIAS	109
<i>Javier Pascual Santos, Diego Pajuelo Gallardo, Borja Mendizábal del Arco, Pablo Campos Acebo</i>	
492. ALTERNATIVAS MIXTAS O DE HORMIGÓN EN PUENTES DE LUCES DE MEDIAS A ALTAS EN ZONAS SÍSMICAS	316
<i>Javier Pascual Santos, Diego Pajuelo Gallardo, Borja Mendizábal del Arco, Pablo Campos Acebo, Alberto Fernández Eusebio, Óscar Bartolomé Bartolomé</i>	
493. INSTRUMENTACIÓN DEL VIADUCTO SOBRE EL BARRANCO DE ERQUES DURANTE SU HORMIGONADO	317
<i>Francisco Javier Barroso Sánchez, José Pedro Gutiérrez Jiménez, Juan José Sánchez Ramírez, Luis Echevarría Giménez, Gabriel Rentero Rodríguez, Sonia Martínez de Mingo</i>	
494. GALERÍA ANTIDESPENDIMIENTOS EN EL PK 347 DE LA CARRETERA CN-634, EN ASTURIAS	186
<i>Javier Pascual Santos, Diego Pajuelo Gallardo, Borja Mendizábal del Arco, Pablo Campos Acebo, Juan Jesús Álvarez Andrés, Fernando Román Buj, José Félix Goiría Molina</i>	
495. DOSIFICACIÓN, PROPIEDADES EN ESTADO FRESCO Y REOLOGÍA DEL HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE CON ÁRIDO RECICLADO FINO	318
<i>Diego Carro López, Belén González Fonteboa, Fernando Martínez Abella, Iris González Taboada, Jorge de Brito, Fernando Varela Puga</i>	
496. DISEÑO SÍSMICO EN LAS ESTRUCTURAS DEL DESDOBLAMIENTO DE LA AUTOPISTA PANAMERICANA, EN PERÚ ...	319
<i>Javier Pascual Santos, Diego Pajuelo Gallardo, Borja Mendizábal del Arco, Pablo Campos Acebo, Manuel Pertejo Fernández</i>	
497. PASARELA PEATONAL Y CICLISTA EN EL PARQUE FORESTAL DE LAS CONTIENDAS, EN VALLADOLID	110
<i>Javier Pascual Santos, Diego Pajuelo Gallardo, Borja Mendizábal del Arco, Pablo Campos Acebo, Cristóbal de Alba Macía, Javier Arias Madero</i>	
498. SUBESTRUCTURA DE 4 VIADUCTOS DE FERROCARRIL EN LA LAV MADRID-EXTREMADURA. INCIDENCIA DE LA INTERACCIÓN VÍA-ESTRUCTURA EN SU DISEÑO	111
<i>Javier Pascual Santos, Diego Pajuelo Gallardo, Borja Mendizábal del Arco, Pablo Campos Acebo, David Arribas Mazarracín, José Luis del Valle Sánchez</i>	
499. REHABILITACIÓN Y ENSANCHE DE PUENTES EXISTENTES	112
<i>Jordi Pons Gabarrón</i>	
500. DESARROLLO DE UN NUEVO MÉTODO DE ENSAYO PARA EL ESTUDIO DE LAS UNIONES DE ARMADURAS POR SOLAPE DE BARRAS	319
<i>Ismael Vieito Raña, Javier Eiras López, Manuel F. Herrador Barrios, Manuel Paredes González, Gumersinda Seara Paz</i>	
501. ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LOS PRINCIPALES PARÁMETROS QUE DEFINEN UN SOLAPE DE BARRAS	320
<i>Ismael Vieito Raña, Fernando Martínez Abella, Javier Eiras López, Manuel F. Herrador Barrios, Juan Luís Pérez Ordóñez</i>	
502. PUENTE ATIRANTADO DE HISGAURA	112
<i>Francisco Javier Jordán García, Rafael de Oliveira Cabral, Diego Sisi Maestre, Narciso Pulido Asín, Cristian Bernal Pérez, Nelson Betancour Suárez</i>	
503. PUENTE CROSS RIVER ENTRE NIGERIA Y CAMERÚN	113
<i>Francisco Javier Jordán García, Rafael de Oliveira Cabral, Juan Carlos Rosa García, Zuzanna Joanna Rzeplinska, Jordi Pons Gabarró</i>	

504. DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES. EJEMPLOS RECIENTES EN COLOMBIA.....	114
<i>Francisco Javier Jordán García, Nelson Betancour Suárez</i>	
508. COMPORTAMIENTO REOLÓGICO DEL HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE RECICLADO.....	321
<i>Iris González Taboada, Belén González Fonteboa, Nicolas Roussel, Sindy Seara Paz, Gemma Rojo López</i>	
509. ESTUDIO DE LA ROBUSTEZ DEL HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE RECICLADO.....	322
<i>Iris González Taboada, Belén González Fonteboa, Fernando Martínez Abella, Nicolas Roussel, Gemma Rojo López</i>	
510. ESTUDIO DE LA TIXOTROPÍA Y LA ADHERENCIA ENTRE CAPAS DEL HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE RECICLADO.....	323
<i>Iris González Taboada, Belén González Fonteboa, Juan Luis Pérez Ordóñez, Sindy Seara Paz, Gemma Rojo López</i>	
511. CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO EXPERIMENTAL CON HORMIGÓN EN MASA Y ÁRIDOS DE CONCHA DE MEJILLÓN.....	323
<i>Carolina Martínez García, Belén González Fonteboa, Diego Carro López, Sindy Seara Paz, Juan Luis Pérez Ordóñez, Javier Prego Martínez</i>	
512. REVESTIMIENTO EXTERIOR A BASE DE MORTEROS CON ÁRIDOS DE MEJILLÓN. APLICACIÓN EN UN EDIFICIO EXPERIMENTAL.....	324
<i>Carolina Martínez García, Belén González Fonteboa, Diego Carro López, Juan Luis Pérez Ordóñez, Roberto Rodríguez Álvaro, José Millán Pérez</i>	
513. RECUPERACIÓN DE DEFORMACIÓN DE LOS HORMIGONES RECICLADOS TRAS CARGA AXIAL SOSTENIDA.....	325
<i>Belén González Fonteboa, Sindy Seara Paz, Julia Vidal Suárez, Fernando Martínez Abella, Iris González Taboada</i>	
514. RECUPERACIÓN DE FLECHAS EN HORMIGONES RECICLADOS ESTRUCTURALES.....	326
<i>Sindy Seara Paz, Belén González Fonteboa, Fernando Martínez Abella, Juan Luis Pérez Ordóñez, Javier Eiras López</i>	
515. ESTUDIO A FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO RECICLADO. ANÁLISIS DE FISURACIÓN.....	327
<i>Sindy Seara Paz, Belén González Fonteboa, Javier Eiras López, Juan Luis Pérez Ordóñez, Diego Carro López</i>	
517. VIADUCTOS URBANOS EN RIAD.....	115
<i>José Antonio Crespo Martínez, Domingo Lorenzo Esperante, José Ramón González de Cangas, Guillermo Ferrer Gutiérrez</i>	
518. ENLACES URBANOS EN DAMMAM Y KHOBAR, ARABIA SAUDÍ.....	115
<i>José Antonio Crespo Martínez, Domingo Lorenzo Esperante, José Ramón González de Cangas, Guillermo Ferrer Gutiérrez</i>	
519. LA IMPORTANCIA DEL “REVISOR INDEPENDIENTE” EN EL DISEÑO Y USO DE LOS MEDIOS AUXILIARES EN OBRA.....	201
<i>Manuel Ángel Díaz García, Juan Peña Lasso, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Marcos Jesús Pantaleón Prieto</i>	
520. SISTEMA INTEGRAL DE ELEVACIÓN SIE. PLATAFORMA AUTODESLIZANTE PARA REFUERZO Y REPARACIÓN DE UN SILO DE HORMIGÓN.....	187
<i>Manuel Ángel Díaz García, Benjamín Navamuel Aparicio, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez,</i>	
521. ENSAYOS DE VIENTO PARA EL PUENTE DE LA CONSTITUCIÓN DE 1812 SOBRE LA BAHÍA DE CÁDIZ.....	116
<i>Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Haritz García Coca, Miguel Ángel Astiz Suárez, Svend Ole Hansen, José María Terrés Nicoli</i>	
522. LA INYECCIÓN DE TENDONES EN PUENTES DE LOS EE. UU.: LA SAGA CONTINÚA.....	117
<i>Juan José Goñi Baamonde, Antonio Marino García Benítez</i>	
523. DAMAGE DETECTION THROUGH CONTINUOUS MONITORING OF THE RESPONSE OF A CABLE STAYED BRIDGE TO TEMPERATURE VARIATIONS.....	218
<i>Emanuel Tomé, Mário Pimentel, Joaquim Figueiras</i>	
525. RELAJACIÓN TENSIONAL EN CABLES DE ALEACIONES CON MEMORIA DE FORMA NI-TI-NB.....	328
<i>Fernando Varela Puga, Joan Maria Rius Gibert, Manuel F. Herrador, Antoni Cladera Bohigas, Fernando Martínez Abella, Carlos Ribas González</i>	

527. APLICABILIDAD DEL POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD REFORZADO CON FIBRA DE VIDRIO EN ESTRUCTURAS DE INGENIERÍA CIVIL	328
<i>Manuel F. Herrador, J. Antonio González Meijide, Francisco Saavedra Calo, Ismael Vieito Raña, Gemma Rojo López</i>	
528. ESTUDIO DEL POLÍMERO REFORZADO DE FIBRA DE VIDRIO (PRFV) COMO MATERIAL ESTRUCTURAL EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO SOMETIDOS A TRACCIÓN.....	329
<i>Manuel Paredes G, Manuel F. Herrador, Ismael Vieito Raña, Javier Eiras-López, Fernando Varela Puga</i>	
530. CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL DE UN AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA (TMD) PARA LA ATENUACIÓN DE VIBRACIONES DE LOS TIRANTES DE UN PUENTE.....	117
<i>José Manuel López Collantes, José María Terrés Nícoli, Christian Mans, José Martínez Salcedo</i>	
532. ESTUDIO DE MODIFICACIÓN DE LOS EFECTOS DEL VIENTO EN UNA TORRE CON UN RECRECIDO SUPERIOR	164
<i>Marina Hinojosa Lucena, José María Terrés Nícoli, Christian Mans, Juan Carlos Arroyo</i>	
534. MITIGACIÓN DE LA VIBRACIÓN DE UNA ESTRUCTURA FOTOVOLTAICA DEBIDA A LA ACCIÓN DEL VIENTO MEDIANTE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA.....	330
<i>José Manuel López Collantes, José María Terrés Nícoli, Christian Mans</i>	
535. AMPLIACIÓN DEL ESTADIO DE MADRID. EJECUCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	165
<i>Jesús Gómez Hermoso, Ginés Ladrón de Guevara Méndez</i>	
537. AMPLIACIÓN DEL ESTADIO DE MADRID. EJECUCIÓN DE LA CIMENTACIÓN.....	166
<i>Jesús Gómez Hermoso, Ginés Ladrón de Guevara Méndez</i>	
540. NUEVA METODOLOGÍA DE DISEÑO DE HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO	330
<i>Ángel de la Rosa Velasco, Elisa Poveda Bautista, Héctor Cifuentes Bulté, Gonzalo Ruiz López</i>	
541. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE DEL HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO.....	331
<i>Marcos García Alberti, Alejandro Enfedaque Díaz, Jaime C. Gálvez Ruiz, Álvaro Picazo Iranzo</i>	
549. VIADUCTO SOBRE JAMAL ABDUL NASSER STREET, KUWAIT.....	119
<i>Luis Matute Rubio, Javier Torrico Liz, Daniel Martínez Agromayor, Javier Milián Mateos, Jesús Martín Suárez, Reyes García Orduña, Alejandro Abel Núñez, Alberto Nicolás Pazo</i>	
550. DISEÑO DURABLE DEL HORMIGÓN. ESTRATEGIA PARA LA PREVENCIÓN DE LA REACCIÓN ÁRIDO-ÁLCALI.....	332
<i>Esperanza Menéndez Méndez, Beatriz Aldea Ballano, Ricardo García-Roves Loza</i>	
551. INFLUENCIA DE LA INTENSIDAD DE CORROSIÓN EN LA FISURACIÓN INDUCIDA EN EL HORMIGÓN ARMADO A EDADES TEMPRANAS.....	333
<i>Ángela Moreno Bazán, Jaime Gálvez Ruiz, Encarnación Reyes Pozo, Natalia Soriano Franco</i>	
552. ENSAYOS SECCIONALES EN TÚNEL DE VIENTO PARA EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO AEROELÁSTICO DE PUENTES.....	219
<i>José Ángel Jurado Albarracín, Santiago Hernández Ibáñez, Félix Nieto Mouronte, Arturo Norberto Fontán Pérez</i>	
553. APLICACIÓN DE MÉTODOS COMPUTACIONALES EN LA CARACTERIZACIÓN AERODINÁMICA Y AEROELÁSTICA DE TABLEROS DE PUENTES DE GRAN VANO Y PRISMAS RECTANGULARES	333
<i>Félix Nieto Mouronte, Santiago Hernández Ibáñez, Antonio José Álvarez Naveira, José Ángel Jurado Albarracín</i>	
554. INTEGRACIÓN DE METODOLOGÍAS AVANZADAS EN EL DISEÑO AEROELÁSTICO DE PUENTES DE GRAN VANO.....	334
<i>Santiago Hernández Ibáñez, José Ángel Jurado Albarracín, Félix Nieto Mouronte, Aitor Baldomir García, Ibuki Kusano, Miguel Cid Montoya</i>	
555. ESTRUCTURAS RECÍPROCAS PARAMÉTRICAS.....	335
<i>Cruz Paulo, Bruno Figueiredo</i>	

556. ESTRUCTURAS DE HIELO REFORZADO	335
<i>Paulo Cruz, Jan Belis</i>	
557. UTOPÍA VS. REALIDAD: INTERVENCIONES EN LA UNIDAD 2 DE CARANZA, FERROL, ESPAÑA	166
<i>Juan Pérez Valcárcel</i>	
560. PUENTE ARCO SOBRE EL RÍO VARTA EN GORZÓW WIELKOPOLSKI, POLONIA	119
<i>Héctor Bernardo Gutiérrez, Conchita Lucas Serrano, José Manuel Merayo Pérez</i>	
561. NUEVO INDICADOR DE SOSTENIBILIDAD EN INFRAESTRUCTURAS DE PUENTES DE CARRETERA. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE DECISIÓN MULTICRITERIO	336
<i>Rosalía Pacheco Torres, José Ramón Sánchez Lavín, Elena Cerro Parada, Félix Escolano Sánchez</i>	
562. PUENTE ARCO IRIS: PUENTE TRANVIARIO SOBRE LA AUTOPISTA ESTE-OESTE, CONSTANTINE, ARGELIA	120
<i>Jorge Bernabeu Larena, Javier Celemín Santillana</i>	
565. PUENTE DUNA: INTERSECCIÓN VIARIA ENTRE ABI BAKR ROAD E IMAN SAUD ROAD, RIAD, ARABIA SAUDITA	121
<i>Jorge Bernabeu Larena, Ignacio Díaz Morcillo</i>	
568. ESTRUCTURAS SINGULARES FRENTE A SU FASE DE EXPLOTACIÓN. EL CASO DEL PUENTE DE LA CONSTITUCIÓN DE 1812	203
<i>Fernando Pedraza Majárrez, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Manuel Ángel Díaz García, Marta Sacaluga Cornejo</i>	



Hormigón y Acero

ISSN: 0439-5689

PERIODICIDAD: 3 números/año

SOCIEDAD: Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE)

DIRECTOR: Gonzalo Ruiz López

Hormigón y Acero es la revista de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural. Comenzó a publicarse en 1934 y durante todos estos años se ha convertido en la publicación de referencia de la ingeniería de materiales y estructuras en español, recogiendo y difundiendo los últimos avances científicos y tecnológicos en el campo de los materiales de construcción y la ingeniería estructural.

La revista combina satisfactoriamente artículos sobre investigación de vanguardia y sobre realizaciones singulares de ámbito internacional.

Hormigón y Acero está abierta a la publicación de artículos de interés en todos los campos vinculados con la ingeniería de materiales y estructuras, desde la investigación en nuevos procesos y/o productos hasta las realizaciones más singulares.

Dentro del firme compromiso de la revista por seguir siendo una referencia de la ingeniería de materiales y estructuras en un mundo globalizado, Hormigón y Acero apuesta por la publicación de artículos en español y/o en inglés, sirviendo así de plataforma de difusión científica y tecnológica a un mayor número de profesionales de todo el mundo.

Dirigida a: Profesionales vinculados con la ingeniería de materiales y estructuras en todos sus campos: investigación básica y aplicada, innovación tecnológica, proyectos de ingeniería, construcción, supervisión, rehabilitación, etc.

Indexada en: ICYT, Dialnet, Sumaris, Urdadoc, Catálogo Latindex, Pascal

ACHE
Asociación Científico-Técnica
del Hormigón Estructural

ELSEVIER

HA SUMARIO

Volumen 68, Especial Congreso, Junio 2017

VII Congreso Internacional de Estructuras Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE)

A Coruña, 20-22 de junio de 2017

Sección 1. Puentes y pasarelas	1
Sección 2. Edificación	123
Sección 3. Otros proyectos y realizaciones	167
Sección 4. Gestión de estructuras	188
Sección 5. Innovación y transferencia de tecnología	207
Sección 6. Investigación y desarrollo	220