

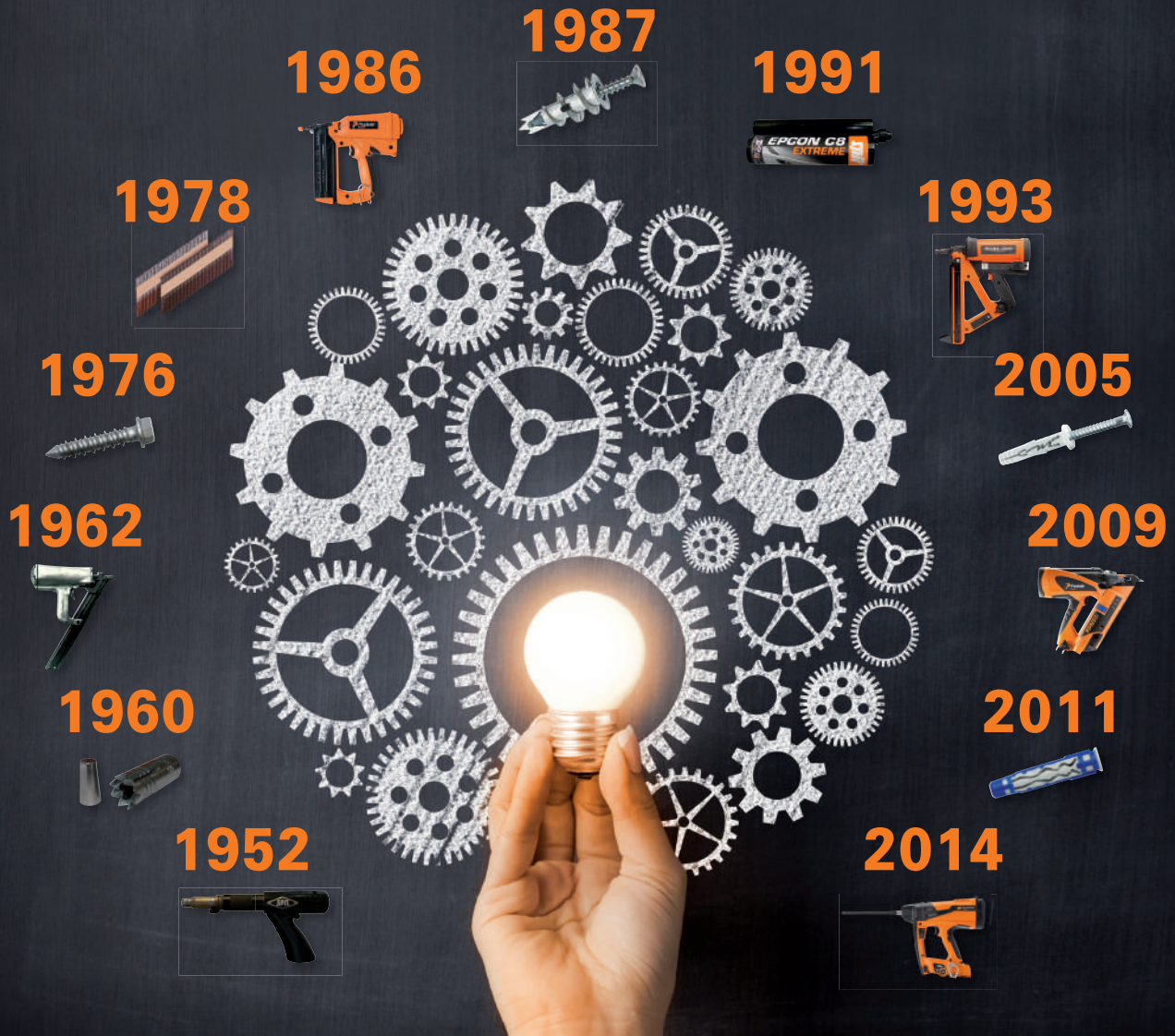
HA

HORMIGÓN y ACERO

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

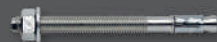
Enero - Abril 2019 | Volumen 70 - Número 287





Certificado sísmica C1 y C2
www.spitxtrem.com

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



FIX Z XTREM
 Fijación perno de expansión
 por atornillado para
 aplicaciones críticas



TRIGA Z XTREM
 Fijación con camisa de
 refuerzo de alto rendimiento



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



B-LONG XTREM
 Fijación plástica universal
 con test sísmico



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





FOTO DE PORTADA: rotura de un cordón en un tirante dotado de brida de seguridad.

CONSEJO EDITORIAL:

DIRECTOR:

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

SUBDIRECTOR:

Julio Sánchez Delgado (FHECOR, Madrid)*

SECRETARIO:

Jacinto Ruiz Carmona (MECANISMO INGENIERÍA, Madrid)*

EDITOR JEFE:

Valentín Alejándrez Piñuela (CINTER, Madrid)*

ASESOR EDITORIAL:

José Manuel Ráez Cano (Scidoc, Madrid)*

VOCALES:

Juan Luis Bellod Thomas (CESMA INGENIEROS, Madrid)

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

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

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

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

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

Luisa María Gil Martín (ETSI CAMINOS, C. y P. - UGR, Granada)

Jesús Gómez Hermoso (ETSI CAMINOS, C. y P. - UPM, Madrid)

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

Pedro Miguel Sosa (ETSI CAMINOS - UPV, Valencia)

Luis M^o Ortega Basagoiti (RETINEO, Madrid)

Alejandro Pérez Caldentey (FHECOR, Madrid)

Carlos Pozo Moya (GINPROSA INGENIERÍA, Madrid)

Abraham Sánchez Corriols (Consultor Independiente, Stuttgart)

Álvaro Serrano Corral (MC2 ESTUDIO DE INGENIERÍA, Madrid)

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

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

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO

Antonio Aguado de Cea (ETSI. CAMINOS, CANALES Y PUERTOS)

Pilar Alaejos Gutiérrez (MINISTERIO DE FOMENTO. CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DE OBRAS PÚBLICAS)

María del Carmen Andrade Perdrix (CENTRO DE SEGURIDAD Y DURABILIDAD ESTRUCTURAL Y DE MATERIALES (CISDEM-UPM-CSIC))

Ángel Aparicio Bengoechea (ETS de INGENIEROS DE CAMINOS DE BARCELONA, UPC)

José María Arrieta Torrealba (PROES CONSULTORES, S.A.)

Miguel Ángel Astiz Suárez (CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.)

Amado Gustavo Ayala Milán (INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO)

Pilar Crespo Rodríguez (MINISTERIO DE FOMENTO. DGC)

Paulo Cruz (UNIVERSIDADE DO MINHO)

José María de Villar Luengo (TORROJA INGENIERÍA, S.L.)

Luis Fernández Luco (FACULTAD DE INGENIERÍA - UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES)

Miguel Fernández Ruiz (ECOLE POLYTECHNIQUE FEDERALE DE LAUSANNE)

David Fernández-Ordóñez Hernández (FIB. INTERNATIONAL FEDERATION OF STRUCTURAL CONCRETE)

Jaime Carlos Gálvez Ruiz (UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID. ETSI DE CAMINOS, C. y P)

Ravindra Gettu (INDIAN INSTITUTE OF TECHNOLOGY MADRAS, CHENNAI, INDIA)

Gian Carlo Giuliani (REDESCO PROGETTI SRL)

Enrique González Valle (INTEMAC)

Paulo Roberto do Lago Helene (PHD ENGENHARIA, UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO)

Francisco Javier León González (FHECOR)

José Antonio Llombart Jaques (SENER INGENIERÍA Y SISTEMAS, S.A.)

Antonio Mari Bernat (UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA. ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS CANALS I PORTS)

Antonio Martínez Cutillas (CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.)

Francisco Millanes Mato (IDEAM, S.A.)

Santiago Pérez-Fadón Martínez (FADON INGENIERÍA, S.L.)

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

Antonio Reis . (1ST UNIV. TECN. DE LISBOA E GRID ENGENHARIA S.A.)

Jesús Rodríguez Santiago (ETSAM-UPM y PLATAFORMA TECNOLÓGICA DE LA CONSTRUCCIÓN PTEC)

José Manuel Roesset Vinuesa (JUBILADO DE TEXAS A&M UNIVERSITY)

Ana María Ruiz Terán (IMPERIAL COLLEGE LONDON)

Juan Sagaseta Albajar (UNIVERSITY OF SURREY, GUILDFORD (Reino Unido))

Michael Jon Schlaich (SCHLAICH BERGERMANN UND PARTNER)

José Manuel Simón-Talero Muñoz (TORROJA INGENIERÍA, S.L.)

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

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

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

ISSN 0439-5689

Publicación cuatrimestral (3 números al año)

www.hormigonyacero.com

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

Suscripciones y atención al cliente

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

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

Depósito legal: M-12883-2019

SUMARIO | CONTENTS

ENERO - ABRIL 2019 | Volumen 70 - Número 287

JANUARY - APRIL 2019 | Volume 70 - Number 287

Carta del Director Gonzalo Ruiz	5
Mantenimiento y rehabilitación de sistemas de atirantamiento: tecnologías, patologías tipo, inspección, monitorización y reparaciones <i>Maintenance and rehabilitation of stay cable systems: Technologies, typical defects, inspection, monitoring and repairs</i> Nicolas Troitin, Jorge Sánchez de Prado, Patrick Ladret y Pablo Vilchez Motino	7
Influencia de la orientación y la densidad de las fibras en la resistencia a tracción por flexión de hormigones <i>Influence of fibre volume fraction and fibre orientation on the residual flexural tensile strength of fibre-reinforced concrete</i> Jesús Mínguez Algarra, Dorys González Cabrera, y Miguel Ángel Vicente Cabrera	15
Puente de La Florida. Conexión del barrio de La Florida con la C/ Martínez Cachero, Oviedo <i>La Florida Bridge. Connection between La Florida neighborhood and Martinez Cachero street, Oviedo</i> Guillermo Capellán Miguel, Alejandro Godoy Ansótegui, Marianela García Pérez, Santiago Guerra Soto, Juan Ruiz Escobedo y Julio Santos Zalduondo	23
Patología en estructuras resueltas con elementos prefabricados de hormigón <i>Pathology in structures built with precast concrete members</i> Miguel Ángel Liébana Ramos y Ramón Álvarez Cabal	31
La doble célula triangular: mejora sustancial de la resistencia a carga concentrada transversal en puentes empujados <i>The bottom triangular cell: A significant improvement for patch loading resistance in launched bridges</i> Tomás Ripa Alonso	47
Evaluación de métodos para estimar la resistencia característica a compresión del hormigón en estructuras existentes a partir de la extracción y ensayo de testigos <i>Assessment of methods to estimate the characteristic concrete compressive strength in existing structures from core test results</i> Alejandro Fernández Domínguez y Juan José Howland Albear	55
Empleo de la metodología de superficies de respuesta para determinar el factor k de las puzolanas naturales y su influencia en la durabilidad de los hormigones <i>Use of the response surface methodology to determine the k factor of natural pozzolans and their influence on the durability of concrete</i> Joquín Raúl Cuetara Ricardo y Juan José Howland Albear	67
Análisis por elementos finitos de la rotura por cortante en vigas de hormigón armado y pretensado <i>Finite element analysis of shear failure of reinforced and prestressed concrete beams</i> Alexander Kagermanov	75

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

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



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



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



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



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



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

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.
OFICINA DE PROYECTOS

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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID



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



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



GRUPO PUENTES
PUENTES Y CALZADAS, GRUPO DE EMPRESAS, S.A.
Ctra. de la Estación, s/n
15888 SIGÜEIRO-OROSO (A CORUÑA)



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



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

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

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



APF
ingeniería



AEFACER
ASOCIACIÓN DE FABRICANTES DE
ARMADURAS PARA HORMIGÓN



BIS
structures



DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL
DSI

eptisa

ESTEYCO

ferrovial
agroman

FH INGENIEROS
FERNANDEZ Y HERNANDEZ INGENIEROS, S.L.

FREYSSINET
SUSTAINABLE TECHNOLOGY



GRACE



imesAPI
Servicios · Movilidad

ines
ingenieros consultores

idom

itc GRUPO
ATISAE
INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION S.A.

INTEMAC
MÉTRICA Y CÁLCULO



MKA
Merkantol



PERI
ENCOFRADOS
ANDAMIOS

PRECON

Pujol

PROES

RETINEO

rtt REPARACIONES TÉCNICAS
DEL HORMIGÓN



SOLURBAN
SOLUCIONES



tecpresa

Tierra Armada

TORROJA
INGENIERÍA

ULMA

VSL

CARTA DEL DIRECTOR

Este número de *Hormigón y Acero* es el primero de la nueva etapa en la que Cinter Divulgación Técnica S.L.L. pasa a ser responsable de la edición y publicación de la revista. Ya anuncié que Elsevier España había decidido centrarse en el campo de la medicina y, por tanto, dejar de editar la nuestra y otras revistas españolas. El cambio suponía un reto y una oportunidad para mejorar la calidad y la difusión de nuestra revista, y creo que hemos sabido aprovecharlo. En efecto, tenemos ya en marcha un nuevo sistema de gestión editorial, disponible en www.hormigonyacero.com, al cual se pueden subir manuscritos y que permite hacer en-línea el proceso de revisión. Además, se ha volcado en la nueva web todo el repositorio de artículos de la revista, de manera que allí se puede buscar y descargar todo el material publicado desde 1950. Todo está en acceso abierto, lo cual facilita la difusión de los artículos y, por tanto, esperamos que ayude a aumentar el número de citas, especialmente de los artículos recientes.

Por supuesto, la revista sigue imprimiéndose con la misma calidad que antes y mandándose a los suscriptores, miembros de ACHE y patrocinadores. Debo agradecer a Héctor Bernardo, en su calidad de miembro del Comité de Redacción y también como Secretario de ACHE, su dedicación a que este proceso de transición fuese un éxito. Asimismo, quiero dar la bienvenida a Cinter, en la persona de su Director, Valentín Alejandre, que asume la edición de la revista en esta nueva etapa. Es de destacar el entusiasmo con el que se ha comenzado y la afinidad de nuestra línea editorial con los intereses de Cinter.

Por otra parte, hemos acordado servir como medio de publicación de las comunicaciones al próximo Congreso de ACHE, que tendrá lugar en Santander entre el 17 y el 19 de junio de 2020. Carlos Thomas, Presidente del Comité Científico, será editor asociado de un número especial dedicado al Congreso que publicará todos los resúmenes aceptados. Las comunicaciones completas se publicarán en acceso abierto en www.hormigonyacero.com. Adicionalmente, el Comité Científico realizará una selección de las mejores comunicaciones completas presentadas al Congreso para su publicación como artículos de realizaciones o de investigación en números ordinarios de *Hormigón y Acero*. Estamos muy satisfechos de consolidar la relación entre la Revista y el Congreso de ACHE para aumentar el número y la calidad de las contribuciones técnicas y científicas a ambos.

También quiero agradecer desde aquí a todas las personas, empresas e instituciones que hicieron posible el acto de presentación del número especial dedicado a Carmen Andrade, celebrado el pasado 14 de marzo en la Sala Verde de la ETSI Caminos, C. y P. de la UPM. Las fotografías que acompañan esta líneas dan fe del interés que el acto suscitó. Está previsto que el especial dedicado a Javier Manterola se publique este año. Asimismo, queremos planificar algún otro especial con ocasión del 70 aniversario de Hormigón y Acero, que se cumple en 2020.

Gonzalo Ruiz
DIRECTOR DE HORMIGÓN Y ACERO
Abril de 2019



Imágenes del acto de presentación del número especial dedicado a Carmen Andrade.

De arriba abajo e izquierda a derecha:
mesa inaugural;
Giuseppe Mancini;
público asistente;
Álvaro Navareño y Hugo Corres.



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

SEPTEMBER 26-28, 2019

TORROJA INSTITUTE | MADRID (SPAIN)

WWW.CONCEPTUALDESIGN2019.COM

Mantenimiento y rehabilitación de sistemas de atirantamiento: tecnologías, patologías tipo, inspección, monitorización y reparaciones

Maintenance and rehabilitation of stay cable systems: Technologies, typical defects, inspection, monitoring and repairs

Nicolas Troitin^{a,*}, Jorge Sánchez de Prado^b, Patrick Ladret^c y Pablo Vilchez Motino^d

^a Ingeniero Industrial, Freyssinet España, Ingeniero Departamento Técnico, Madrid, España

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Freyssinet España, Director Área de Estructuras Cableadas y Mantenimiento, Madrid, España

^c Ingeniero Civil, Freyssinet España, Director Desarrollo Internacional, Madrid, España

^d Ingeniero Industrial, Freyssinet España, Director Técnico, Madrid, España

Recibido el 11 de abril de 2017; aceptado el 26 de mayo de 2017

RESUMEN

Este artículo trata de las tecnologías más comunes de sistemas de atirantamiento y las principales patologías que se han registrado a lo largo de las inspecciones llevadas a cabo en los últimos años. A medida que se va observando y conociendo mejor la variada casuística de problemas en tirantes, se desarrollan nuevas técnicas de inspección de sus distintos componentes y nuevas soluciones para su mantenimiento o mejora. Las publicaciones al respecto son numerosas, así que este artículo se centrará en los métodos de inspección y mantenimiento con aplicaciones más recientes.

© 2017 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Mantenimiento; Rehabilitación; Inspección; Tecnologías de tirantes

ABSTRACT

This article presents the most common technologies for stay cables systems, and the main defects that have been registered during the inspections carried out in the last few years. When the defects on stay cables are observed and their understanding improves, new methods for the inspection of the components of a stay cable are developed, as well as new solutions for their maintenance and upgrade. There are many publications on this issue, thus this article will mainly focus on the inspection and maintenance methods more recently developed and used on site.

© 2017 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Maintenance; Rehabilitation; Inspection; Stay cable technologies

1

TECNOLOGÍAS EMPLEADAS EN SISTEMAS DE TIRANTES Y PATOLOGÍAS MÁS FRECUENTES

Las tecnologías empleadas en los sistemas de tirantes están en constante evolución desde hace más de 35 años. A medida que se han ido descubriendo patologías, y gracias a los avances tecnológicos, se han modificado las características de los cables, de las barras y de los sistemas de protección de tirantes.

A continuación se describen brevemente las tecnologías más comunes y las patologías asociadas.

1.1. Cables cerrados y helicoidales

Compuestos por un núcleo central de hilos paralelos situado en el interior de una espiral de una o varias capas de hilos en forma de Z, los cables cerrados iban antiguamente cubiertos por una protección formada por una tela embetunada o una capa de pintura. Actualmente disponen de una

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: nicolas_t@freysinet-es.com (N. Troitin).

vaina extrusionada en el propio cable, recubrimiento metálico anticorrosivo y/o productos de relleno de intersticios. Las primeras aplicaciones datan de los años 1950 a 1970. Se siguen empleando en cables para cubiertas y péndolas, principalmente.

Generalmente por falta de mantenimiento, los primeros cables cerrados se encontraban expuestos a la intemperie y empezaron a desarrollar patologías, principalmente originadas por la corrosión de los hilos: rotura de hilos en capa exterior (fig. 1), desprendimiento de varios hilos rotos, entrada de agua en las capas interiores y corrosión no visible de los hilos (detectable por el cambio puntual del diámetro del cable).

Las zonas de anclaje en macizos de hormigón suelen ser puntos de acumulación de agua, no accesibles para la inspección. Los cables helicoidales, formados por hilos trenzados, presentan patologías similares.

1.2. Cordones de pretensado de 7 alambres en vaina inyectada

Constan de una tecnología similar a la de los tendones de pretensado exterior: cordones de 7 alambres, con o sin galvanizado, paralelos y cubiertos por una vaina global cuyo interior se inyecta con lechada de cemento. Un hilo con forma de hélice, colocado alrededor del haz, de cordones permite crear una separación entre estos y la vaina, en la generatriz superior del tirante, para facilitar el paso de la lechada y dejar un recubrimiento mínimo.

Las zonas de anclaje (en algunos casos hasta el desviador) van inyectadas con resina epoxy. Esta tecnología se empleó a partir de mediados de los años setenta hasta mediados de los años ochenta. Existen varios casos de tirantes donde se instalaron barras de pretensado con acopladores en vez de cordones. Por su longitud limitada, el uso de barras introduce un componente adicional: los acopladores, que pueden revelarse un punto débil en un tirante sometido a fatiga.

Las patologías más comunes son: fisuración de la vaina global, agrietamiento de la lechada (aparición del fenómeno de *fretting corrosion*), entrada de agua y corrosión de los cordones de acero (o barras), variación de volumen en ciclo de hielo/deshielo, etc.

El agrietamiento de la lechada favorece la circulación de agua más allá de las fisuras visibles en la vaina de polietileno. Adicionalmente, se ha observado que las variaciones de



Figura 2. Fisura longitudinal en acoplador de tirante de barras.

temperatura conducen al bombeo de vapor y humedad en el interior del tirante, en tramos con vaina dañada.

En tirantes de barras se pueden apreciar, además, fisuras en los acopladores por ciclos de fatiga (fig. 2).

El desconocimiento del comportamiento de la lechada en cables verticales (exudación excesiva) y las limitaciones de la época en cuanto a aditivos y equipos de inyección provocaron, en algunos casos, la aparición de «falsos llenados» que dejaban un tramo del tirante sin lechada y, por tanto, los cordones sin protección.

Para remediar este problema y evitar altas presiones de inyección, se solía perforar la vaina en distintos puntos para inyectarla en varias fases. Aunque ese proceso era más seguro, dejaba varios puntos débiles en la vaina, favoreciendo su fisuración (por concentración de tensiones) o la entrada de agua (en caso de falla, con el tiempo, del sistema de sellado del agujero de inyección) (fig. 3).

1.3. Hilos paralelos en vaina inyectada y anclaje con resina

Más conocidos como *button head wires* o cables HiAm, son una solución similar a la de cordones de pretensado en una vaina inyectada. Se utilizaron por primera vez en tirantes en 1960, y de forma continua, hasta 1985. Las patologías observadas son también muy parecidas: fisuración de la vaina y de la lechada, entrada de agua y corrosión de los hilos (fig. 4).

Mientras que los tirantes con tecnología de cordones paralelos (PSS) se ensamblaban in situ, los tirantes de hi-



Figura 1. Hilos exteriores rotos en cable cerrado.



Figura 3. Corrosión en punto de inyección (izquierda) y en interior de vaina fisurada (derecha).

los paralelos (PWS) se prefabricaban y se transportaban en bobinas, sometiendo la vaina de polietileno a tensiones altas que, con el tiempo, favorecen la fisuración bajo tensión prematura y reducen la vida útil de esta primera barrera de protección del tirante.

1.4. Cordones de 7 alambres, autoprottegidos y sin vaina global

Este sistema, empleado desde finales de los años ochenta hasta mediados de los noventa, presenta las mejoras aportadas a los cordones a lo largo del tiempo, de manera individual, puesto que estos disponen de 3 capas de protección (galvanizado, vaina individual de PEAD y material de relleno) y cuñas para anclado diseñadas para un mejor comportamiento a fatiga. Además, los anclajes disponen de una cámara de estanqueidad (zona de transición), generalmente inyectada con un producto de protección flexible como la cera petrolífera. No obstante, la ausencia de vaina global limita ampliamente la estanqueidad del sistema y, por tanto, facilita generalmente la entrada de agua en el tubo de encofrado inferior.

Por otra parte, el perfil aerodinámico del tirante, incluso con el haz de cordones compactados, no es el óptimo y las vibraciones suelen ser más importantes con este sistema, llegando a provocar también *rattling* y desgastes en los dispositivos de desvío del tirante.

El nivel de daño en los desviadores puede ser tal que las vibraciones lleguen al anclaje, dañando las rejillas de su sistema de estanqueidad provocando la entrada de agua hasta las cuñas,



Figura 4. Tirante con hilos paralelos roto a proximidad del anclaje inferior.

lo que da pie a la corrosión de las mismas y de los cordones, puesto que carecen de vaina de PEAD en esta zona. Asimismo, los anclajes de esta tecnología no disponen de filtro de flexión, dispositivo que permite evitar que las tensiones de flexión en el cordón alcancen el bloque de anclaje, y que las vibraciones puedan terminar llegando a las cuñas. En algunos puentes se ha observado deslizamiento de cuñas y, puntualmente, roturas repentinas de cordones (fig. 5).

No obstante, este sistema deja más posibilidades de mantenimiento que la tecnología anterior con vaina inyectada, puesto que se tiene acceso a cada cordón de forma individual.

1.5. Cordones de 7 alambres, autoprottegidos y con vaina global

El sistema más reciente (principio de los años 2000, con primeros desarrollos para el puente de Normandía después de 1995) consiste en cordones de 7 alambres con triple protección individual además de una vaina global, generalmente de polietileno de alta densidad, con tratamiento para mejorar su resistencia a los rayos UV. La mayoría de las estructuras dotadas de este sistema disponen de un manual de mantenimiento y están sometidas a inspecciones rutinarias en las cuales no se han detectado, hasta la fecha, patologías impor-



Figura 5. Rotura de un cordón.

tantes. Según las recomendaciones internacionales vigentes, los tirantes equipados con esta tecnología deben tener una vida útil de diseño de 100 años, incluyendo operaciones de mantenimiento periódico [1].

2 TÉCNICAS DE INSPECCIÓN Y MONITORIZACIÓN NO DESTRUCTIVAS

2.1. Inspección visual

Es la intervención más básica. Sus alcances vienen definidos en el manual de mantenimiento de la estructura y vienen recopilados en el Manual de Tirantes [2]. Suelen quedar bastante limitados por la dificultad de acceso a toda la longitud de todos los tirantes y sus anclajes, pero pueden ser llevados a cabo de manera frecuente por personal no especializado, además de ser aplicables a todos los tipos de cables. La inspección visual es el primer paso, imprescindible, hacia la detección de posibles defectos en el tirante. Las restantes inspecciones, que son descritas a continuación, deberán ser realizadas por personal especializado.

2.2. Inspección especializada: zona de anclajes

Los problemas que se pueden potencialmente observar en la zona de anclajes se suelen concentrar principalmente en el anclaje inferior del tirante: acumulación de agua y suciedad, proyecciones de sal, agua y suciedad por el tráfico, movimientos del tablero (y giros asociados) mayores que en la torre, etc.

2.2.1. Exterior del anclaje

La operación más sencilla, en caso de fácil acceso al anclaje inferior, es la retirada de las protecciones desmontables de los anclajes y del material de relleno flexible que cubre los cordones (fig. 6). Esta operación, que se puede realizar con medios ligeros, permite examinar el anclaje inferior para detectar presencia de agua en el capot de inyección, relleno inadecuado del mismo o aparición de corrosión en las cuñas, los cordones o el bloque de anclaje.

En función del resultado de esta operación y del estado de cordones, cuñas y bloques, se debe estudiar la necesidad de profundizar la inspección, a través de ultrasonidos, o de realizar una inspección visual del interior del anclaje mediante vaciado e introducción de un boroscopio.



Figura 6. Vista de anclaje inferior, después de retirar el capot (izquierda) y la cera (derecha).



Figura 7. Interior de un anclaje vaciado.

En el caso de tirantes con capots inyectados con mortero o cualquier otro material no flexible, se ve dificultado el acceso a los cordones. Se puede contemplar retirar el material de relleno siempre y cuando el método empleado asegure que no se dañen los cordones ni las cuñas (o manguitos de extrusión, en su caso).

El acceso al anclaje inferior para tirantes pasantes a través del tablero es más difícil: se requiere usar una plataforma de inspección móvil (camión de inspección) o la plataforma de mantenimiento del propio puente, si esta existe y está en condiciones de uso adecuadas.

2.2.2. Inspección del interior del anclaje mediante vaciado

La zona propicia a la aparición de defectos se encuentra en el interior del bloque, donde están la cuña y por detrás del bloque de anclaje, dentro de la zona de transición entre tramo libre y anclaje. Para poder inspeccionar esta zona se ha desarrollado una técnica de vaciado del interior de los anclajes inferiores de los tirantes (los anclajes superiores no suelen presentar estos problemas). Consiste en aprovechar los taladros pasantes existentes en el bloque donde se alojan las cuñas (que se usan al final de la construcción para inyectar el interior de los anclajes) para introducir resistencias que, al calentarse, permiten derretir la cera. El anclaje se vacía luego por gravedad.

Estos mismos taladros pasantes del bloque sirven a continuación para insertar una cámara (boroscopio) e inspeccionar el interior del anclaje (fig. 7). El resultado de la inspección dependerá en gran parte de la calidad del vaciado, que depende a su vez de las condiciones ambientales (el frío y la lluvia afectan el proceso de limpieza) y de la calidad de los materiales inyectados inicialmente y fuertemente de los restos añadidos por las posibles filtraciones de agua, restos de oxidaciones del tubo de encofrado u otros.

Aunque la visibilidad en el interior del anclaje sea reducida, la inspección con boroscopio resulta útil para detectar anomalías en esta zona no accesible, estando esta limitada al ser una inspección meramente visual. Además permite disponer de más información antes de tomar decisiones sobre posibles actuaciones futuras más invasivas, como pueden ser la extracción de cordones y la realización de ensayos en laboratorio.

2.2.3. Inspección del interior del anclaje mediante ultrasonidos

La técnica de inspección por ultrasonidos se basa en el principio de reflectometría ultrasónica, según el cual una onda de



Figura 8. Inspección por ultrasonidos.



Figura 9. Sonda en tirante de prueba para calibración.

muy alta frecuencia se ve en parte reflejada hacia su punto de emisión cuando se encuentra con una discontinuidad en la sección del hilo. Esta onda guiada es generada por un transductor ultrasónico colocado en el extremo del hilo. El eco (señal de vuelta) permite identificar daños en el hilo y localizar aproximadamente las discontinuidades.

Para cables de 7 alambres o hilos paralelos, las tecnologías actuales operan hilo por hilo (fig. 8).

La detección tiene un alcance de varias decenas de centímetros, lo que corresponde generalmente a la zona inaccesible de los anclajes (dentro del bloque de anclaje), en la cual se pueden desarrollar fenómenos de corrosión. Los materiales de relleno, flexibles o no, así como el contacto entre hilos, facilitan la dispersión de las ondas, llevando a resultados poco fiables para longitudes mayores.

En particular, en la tecnología de tirantes de los años setenta a mediados de los años ochenta, tanto en cordones como en hilos individuales, la cabeza de anclaje puede ir inyectada con resina epoxy en la cual vienen embebidas bolitas de acero. Las ondas ultrasónicas se ven rápidamente atenuadas en tales zonas de anclaje.

2.3. Inspección especializada: tramo libre del tirante

2.3.1. Sonda capacitiva

El método de inspección por sonda capacitiva se centra principalmente en la detección de oquedades en vainas de

polietileno (o polipropileno) inyectadas con lechada de cemento o similar.

La durabilidad de este tipo de tirantes se ve condicionada por el proceso inyección de la vaina y las zonas de anclaje, así como por la calidad del producto inyectado. La similitud de estos tirantes con los tendones de pretensado exterior implica que se pueden observar los mismos defectos, como son las inyecciones incompletas o la presencia de lechada de mala calidad, generalmente en «puntos altos» del tirante.

Este método también permite detectar, además de las oquedades en el interior de una vaina de plástico, la presencia de acero, agua o «pasta blanca».

Un oscilador emite una onda entre dos electrodos. La frecuencia medida de vuelta varía en función de los materiales situados entre los electrodos. La variación de material (aire, lechada, PEAD, agua, etc.) modifica el valor de capacidad y altera la frecuencia de la oscilación medida. Los resultados pueden indicar qué material o combinación de materiales se encuentra en la vaina y dónde están ubicados, gracias a un dispositivo de medición de distancias integrado en la sonda.

La señal de la sonda se transmite a un ordenador portátil por tecnología Bluetooth, con el fin de visualizar los resultados en tiempo real, registrar los datos y llevar a cabo análisis a posteriori.

En primer lugar el operario procede a mover la sonda (fig. 9) siguiendo la generatriz superior del tirante (las bolsas de aire

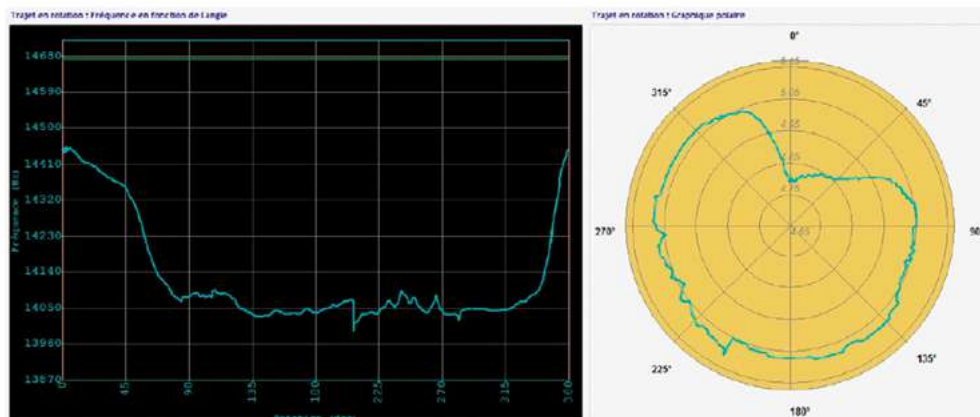


Figura 10. Sección de tirante con defecto de inyección.

suelen encontrarse en esa zona). En tiempo real, se visualiza la evolución de la señal; cuando se detecta un posible defecto, se realiza una rotación alrededor de la vaina para obtener una imagen de la sección completa del tirante (fig. 10).

Los defectos se van identificando a lo largo de la gráfica obtenida durante la traslación longitudinal de la sonda, para tener una referencia en cuanto a su posición y la de las rotaciones llevadas a cabo con el dispositivo.

Este método de inspección está especialmente recomendado por el Setra [3].

2.3.2. Otros métodos

En el mercado existen otros métodos de inspección adecuados para evaluar el estado de los tirantes. Se han desarrollado en diversas publicaciones, entre las cuales puede citarse el Manual de Tirantes [2], la síntesis realizada en obras del continente norteamericano [4] y artículos como [5]:

- Método magneto-inductivo, para detección de defectos en la sección de acero y cuantificación de la pérdida de sección.
- Radiografía, teóricamente aplicable a los tirantes pero con riesgos sanitarios debidos al uso de elementos radioactivos y problemas de tamaño de los equipos.
- Potencial e intensidad de corrosión: este método requiere entrar en contacto con la armadura, por lo que se debe abrir una ventana en la vaina.

2.4. Instrumentación

2.4.1. Medición de fuerza por cuerda vibrante o por pesaje

El método de la cuerda vibrante consiste en medir la frecuencia natural del tirante, sabiendo que es función de la fuerza (T), la masa lineal (μ) y la longitud libre del tirante (l). Esta técnica se ha desarrollado de manera pormenorizada en varios estudios [6] y queda recogida en [2] y [5]. El método estándar se basa en el uso de acelerómetros instalados sobre los tirantes, pero se han desarrollado nuevas técnicas que permiten medir la frecuencia de vibración de un tirante mediante láser, lo que reduce tiempos y necesidades de acceso. Las referencias de aplicación de esta nueva tecnología son, a día de hoy, poco numerosas.

La medición de fuerza se puede realizar de manera más precisa mediante pesaje con gato anular, que ayuda a deducir la longitud libre real del tirante (depende de la presencia de amortiguadores, desviadores y rigidez de su conexión a la estructura). Al combinar estas técnicas con un levantamiento topográfico de la estructura, en las mismas condiciones que la medición de fuerza, se obtiene una imagen fiable de su estado.

2.4.2. Monitorización de la estructura

Después de haber realizado la inspección de los tirantes y, en su caso, del resto de la estructura, se dispone de un cierto grado de conocimiento de su estado en ese momento. No obstante, se desconoce generalmente cómo va a evolucionar la estructura en el futuro. De esta evolución dependerán las actuaciones de mantenimiento o sustitución descritas a continuación.

Asimismo, las técnicas mencionadas anteriormente no permiten inspeccionar el 100% de la longitud de los cables,



Figura 11. Sensor de detección de roturas.

siendo los tramos comprendidos en los tubos de encofrado generalmente inaccesibles y, por tanto, el comportamiento futuro de la estructura es difícil de prever.

La monitorización de la estructura mediante una serie de sensores ubicados en los tirantes (acelerómetros), en los anclajes (célula de carga en cordones) y en la propia estructura (inclinómetros, transductores de desplazamiento, galgas extensométricas, detectores de roturas, etc.) facilita datos en tiempo real sobre el comportamiento de la estructura, como deformaciones, vibración de los tirantes y variaciones de carga, roturas de hilos en cables, etc. (fig. 11).

Estas últimas, en particular, se registran y se pueden ubicar con precisión en el tirante.

La monitorización de los tirantes es esencial a la hora de planificar sustituciones de tirantes u otras actuaciones de gran impacto económico.

3 ACTUACIONES DE MANTENIMIENTO Y MODERNIZACIÓN

Las inspecciones llevadas a cabo mediante las distintas técnicas descritas en los párrafos anteriores tienen como objetivo definir las actuaciones de mantenimiento necesarias para reducir el impacto de las condiciones ambientales sobre los cables y sus componentes, o modernizar el sistema de tirantes con tecnologías que podían no estar disponibles en el momento de la construcción. En definitiva, prolongar la vida útil de los cables.

Aparte de las operaciones comunes, tales como la sustitución de piezas de desgaste, juntas de estanqueidad, tornillería, o el restablecimiento de los revestimientos de protección anticorrosión, y de varias actuaciones más específicas como son los ajustes de carga, la sustitución de cordones individuales o de tirantes, la instalación de amortiguadores, la reparación local de la vaina, o la reinyección de lechada, cabe destacar las siguientes soluciones:

3.1. Mejora del perfil aerodinámico del tirante

A principios de los años noventa, y como consecuencia de las limitaciones del sistema de tirantes con cordones o hilos paralelos en una vaina de plástico inyectada, se empezó a instalar tirantes de cordones paralelos o incluso barras sin vaina global, exponiendo por tanto los tirantes a la intemperie y



Figura 12. Vaina en dos mitades en curso de instalación.

provocando acumulaciones de agua en los tubos de encofrado inferiores, además de vibraciones importantes.

Estos fenómenos se pueden reducir drásticamente mediante la instalación de una vaina global de plástico formada por 2 semicáscaras que tiene como principal ventaja la posibilidad de montarse sin actuar sobre el propio tirante. Esta vaina consiste en un tubo en 2 mitades (fig. 12) que encajan perfectamente mediante un sistema de clip integrado en la pieza extrusionada.

De dimensiones más compactas que la vaina de tirantes habitual, permite reducir los efectos aerodinámicos combinados con lluvia (va equipada con un doble ribete helicoidal), mejora la evacuación del agua mediante una campana de conexión al tubo de encofrado y protege los cables o barras de las radiaciones ultravioletas.

Los sistemas de tirante con vaina global lisa, generalmente anteriores a la aparición del ribete helicoidal, se pueden ver mejorados mediante la soldadura automatizada de este ribete en toda su longitud libre, que realiza un robot que se desplaza a lo largo del tirante.

3.2. Protección de los anclajes

En línea con la finalidad de la instalación de una vaina global (reducción de la entrada de agua), se pueden llevar a cabo varias operaciones con el objetivo de proteger el anclaje y evitar la penetración de agua en su interior.

La primera operación consiste simplemente en destapar los orificios de purga del tubo de encofrado o taladrar orificios nuevos si fuese necesario.

La segunda opción, en caso de que siga llegando agua al anclaje, es rellenar la parte inferior del tubo de encofrado con un producto flexible e hidrófobo que se adapte al movimiento de los cables sin dejar pasar el agua. Se realiza un taladro de purga por encima del nivel del relleno para evacuar el agua que pueda entrar en el tubo. Los productos de relleno flexibles son retirables para futuras inspecciones.

3.3. Protección contra el fuego

A raíz de varios accidentes de tráfico que se han producido en la calzada de puentes atirantados que han supuesto una exposición de los tirantes a fuegos con combustión de hidrocarburos durante varias horas, ciertas recomendaciones internacionales (PTI 6th edition [7], por ejemplo) han incluido requerimientos relativos a la protección contra incendios. Aunque originalmente concebidas para tirantes nuevos, las protecciones contra incendios se pueden implementar también sobre tirantes existentes, desde la parte visible del tubo de encofrado hasta la altura requerida en proyecto, mediante cobertura con elementos en dos mitades que se unen a posteriori con roblones o tornillos.

El sistema de protección consta de una capa de material intumesciente combinada con una capa de aire, y es capaz de mantener el tirante a una temperatura inferior a 300 °C durante más de una hora, mientras está expuesto a condiciones de fuego según la curva de hidrocarburos del Eurocódigo 1 [8], sin perder su capacidad portante.

3.4. Actuaciones en tirantes inyectados con lechada de cemento

Las actuaciones a llevar a cabo sobre tirantes con vaina inyectada dependen fuertemente del grado de oxidación del acero. La evaluación de la sección remanente del acero (ya sea en cordones, hilos o barras) y del estado de los tirantes adyacentes en la estructura es necesaria para decidir las operaciones a llevar a cabo.

La actuación menos invasiva consiste en retirar la vaina en una longitud mayor que el tramo dañado o fisurado y picar la lechada hasta encontrar acero y lechadas sanos a ambos lados de la zona afectada (fig. 13). La corrosión del acero y las fisuras en la lechada pueden propagarse más que los daños visibles en la vaina.



Figura 13. Tramo de tirante limpio (con hilo separador en forma de hélice).

Después de haber limpiado adecuadamente la zona afectada, se instala una vaina de polietileno de diámetro superior a la existente, con soldadura longitudinal en una o dos generatrices según el método de instalación y solapes en ambos extremos. Una vez asegurada la estanqueidad en zonas de solape, se inyecta la vaina nueva con lechada de cemento con formulación ensayada según normativas actuales [9].

Este tipo de reparación, con lechadas de épocas distintas, favorece la creación de una interfaz entre elementos de pH diferentes; en el caso de mantenerse la humedad y el oxígeno mínimo necesario, esto podría originar corrosión en las zonas vecinas al tramo reparado.

Si la sección remanente de acero se estima insuficiente o si se tienen dudas sobre el estado real del tirante (en zonas no inspeccionables con las técnicas disponibles), se deberá plantear la sustitución del tirante completo, ya que estos sistemas de atirantamiento no permiten sustituciones parciales.

La sustitución de un tirante implica generalmente una campaña de inspección del resto de la estructura y la eventual sustitución de más tirantes. Los sistemas de monitorización descritos en el párrafo 2.4.2 permiten escalonar las sustitu-

ciones y los gastos correspondientes mediante un seguimiento de la evolución de los daños en los tirantes.

Bibliografía

- [1] P. Ladret, *Inspección de tirantes en puentes*, Asociación Técnica de Carreteras. Comité de Puentes, 2011.
- [2] ACHE, *Manual de Tirantes*, 2007, apartado 5, pp. 177-200.
- [3] Sétra, *Note de sensibilisation sur les ouvrages existants à précontrainte extérieure protégée par du coulis de ciment au contact des armatures*, 2007.
- [4] Tabatabai H., *Inspection and maintenance of bridge stay cable systems: A synthesis of highway practice*, vol. 535 of NCHRP synthesis, 2005.
- [5] H. Yun, S. Kim, L. Wu, J. Lee, *Development of inspection robots for bridge cables*, *ScientificWorldJournal* 2013 (2013) ID 967508.
- [6] P. Ladret, M.A. Belinchon, J.R. Casas, *Inspection of cable forces of cablestayed bridges using a modified taut-string method*, *First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management*, Barcelona (2002).
- [7] PTI DC45. 1-12, *Recommendations for stay cable design, testing and installation*, 2012, pp 39-40.
- [8] Eurocódigo 1, *Bases de Proyecto y acciones en estructuras*, parte 2-2, *Acciones en estructuras*. *Acciones en estructuras expuestas al fuego*.
- [9] ETAG 013, *Guideline for European technical approval of post-tensioning kits for prestressing of structures*, 2002.

Influencia de la orientación y la densidad de las fibras en la resistencia a tracción por flexión de hormigones

Influence of fibre volume fraction and fibre orientation on the residual flexural tensile strength of fibre-reinforced concrete

Jesús Mínguez Algarra^{a,*}, Dorys González Cabrera^b, y Miguel Ángel Vicente Cabrera^c

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dr. por la Universidad de Burgos. Universidad de Burgos, Profesor Asociado, Burgos, España

^b Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Burgos, Profesor Contratado Doctor Fijo, Burgos, España

^c Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Burgos, Profesor Titular de Universidad, Burgos, España

Recibido el 14 de abril de 2017; aceptado el 23 de mayo de 2017

RESUMEN

Esta investigación se centra en analizar 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 extrajeron una serie de probetas prismáticas, de diferentes zonas. En primer lugar, todas las probetas fueron sometidas a un ensayo de tomografía axial computarizada (CT-Scan) para obtener la posición y orientación de sus fibras. A continuación, dichas probetas fueron sometidas al ensayo de flexión en tres puntos, de acuerdo a la normativa vigente, y se obtuvieron los valores de resistencia residual a tracción del hormigón ($f_{R,i}$).

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

PALABRAS CLAVE: Hormigón reforzado con fibras; Tomografía computarizada; Orientación de fibras; Densidad de fibras; Ensayo de flexión en tres puntos

ABSTRACT

In this paper, a study is conducted on the relationship between fibre orientation and fibre volume fraction and residual flexural tensile strength. In order to do this, one steel fibre reinforced concrete deep beam was casted. A set of prismatic specimens were extracted from different parts of this deep beam and with different orientations. First, all these specimens were subjected to a computed tomography (CT-Scan) study in which the fibre orientation and fibre volume fraction was determined. These specimens were then subjected to 3-point bending testing, in accordance with current standards, and the residual flexural tensile strengths values were obtained ($f_{R,i}$).

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

KEYWORDS: Fibre reinforced concrete; Computed tomography; Fibre orientation; Fibre volume fraction; 3-Point bending testing

1

INTRODUCCIÓN

El modo de fallo de los hormigones reforzados con fibras sometidos a cargas de flexión, con o sin esfuerzo axial, está fuertemente condicionado por la resistencia residual posfi-

suración ($f_{R,i}$). De acuerdo con el Model Code 2010 [1], el diseño estructural de estos hormigones se basa en la tensión residual proporcionada por el refuerzo de fibras. En particular, los valores de $f_{R,1}$ y $f_{R,3}$ son utilizados en la formulación, definidos estos como los valores de resistencia residual a tracción asociados a una apertura de fisura de 0,5 y 2,5 mm, respectivamente.

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: jminguez@ubu.es (J. Mínguez Algarra).

Estos valores son empíricos para cada dosificación de hormigón, y se obtienen a través del correspondiente ensayo normalizado de flexión en tres puntos [2].

El resultado obtenido en este ensayo está fuertemente condicionado por la densidad de fibras y su orientación, además de por el tipo de fibra. Por un lado, cuanto mayor es la cantidad de fibras o, dicho de otro modo, su densidad, mayor es la resistencia residual. Por otra parte, cuando las fibras se encuentran orientadas paralelamente a la dirección de la tracción, su eficiencia estructural es más alta y el resultado macroscópico es una mayor resistencia residual. Por el contrario, si las fibras se encuentran orientadas perpendicularmente a la dirección de la tracción, su influencia es nula y, de facto, el material se comporta como si no tuviese fibras.

Hasta la fecha, la orientación de las fibras es un fenómeno que no es controlable durante la construcción, lo que introduce incertidumbre en el resultado final. La orientación de las fibras, como tantos otros fenómenos en el hormigón, muestra un claro efecto de escala. Esto hace que en probetas pequeñas, como las que habitualmente se utilizan en los ensayos de caracterización de los hormigones con fibras, la orientación de estas sea, fundamentalmente, a lo largo del eje de la misma, mientras que en elementos más grandes (vigas o losas) su orientación sea muy diferente. Este hecho afecta significativamente a la resistencia residual real del hormigón, puesto que en la probeta se obtienen, por norma general, valores de resistencia residual sustancialmente más altos que los que se obtienen en las piezas más grandes [3–5].

Existen numerosos trabajos de investigación que constatan cómo la densidad de fibras y su orientación modifican los valores de $f_{R,i}$ [6–12]. Sin embargo, en todas ellas tanto la densidad de las fibras como su orientación son valores meramente estimativos. En el caso de la densidad se llevan a cabo diferentes dosificaciones con diferente contenido en fibras. Se asume que todas las probetas de una misma amasada tienen la misma densidad, sin tener en cuenta que la distribución de las fibras no es perfecta y que unas probetas pueden tener más fibras que otras.

De forma análoga, en los estudios que tratan de estimar la influencia de la orientación de las fibras se desarrolla un proceso de fabricación de las probetas que condiciona una orientación de las fibras dominante. Se asume la hipótesis de que las fibras de todas las probetas muestran dicha orientación, sin tener en cuenta que el proceso no es perfecto y que no todas las fibras presentan la orientación esperada.

Este trabajo de investigación tiene por objeto determinar la resistencia residual a tracción ($f_{R,i}$) de probetas de hormigón de alta resistencia reforzado con fibras metálicas cuya distribución de fibras es previamente conocida, la cual ha sido obtenida utilizando un equipo de tomografía axial computarizada (CT-Scan). Esta técnica, no destructiva, permite conocer la orientación y la posición de cada una de las fibras individualmente. A partir de estos datos es posible conocer los histogramas de distribución de las fibras y su orientación dominante, y también la densidad de fibras en la probeta. Una explicación más detallada del proceso se puede encontrar en la referencia [13].

En este trabajo se analizan un total de 8 probetas prismáticas, de $100 \times 100 \times 350$ mm, extraídas a partir de un muro de $900 \times 350 \times 100$ mm. Cada probeta es extraída de una región

diferente del muro y, además, según una orientación diferente. En consecuencia, cada probeta presenta una densidad de fibras y una orientación diferentes. Previamente a la realización del ensayo de flexión en tres puntos, todas las probetas son escaneadas para obtener la orientación y la distribución de las fibras.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

En este apartado se describe el material, el procedimiento de fabricación de las probetas y el proceso de escaneo y tratamiento de imágenes, así como los ensayos de caracterización realizados.

2.1. Materiales

El material utilizado en este trabajo es un hormigón de alta resistencia reforzado con fibras metálicas, realizado con árido silíceo de 12 mm de tamaño máximo, cemento tipo CEM I 52.5 R, humo de sílice y superplastificante. Las probetas fueron prismáticas de $100 \times 100 \times 350$ mm, con una resistencia a compresión de 78,2 MPa. El hormigón fue reforzado con fibras metálicas (1% vol) tipo *hook-ended*, de 45 mm de longitud y 1,2 mm de diámetro. La resistencia a tracción de las fibras es de 1.200 MPa.

2.2. Proceso de fabricación de las probetas

Se construyó un muro vertical de dimensiones $900 \times 350 \times 100$ mm para posteriormente extraer probetas en diferentes zonas. El hormigonado del mismo se realizó desde su cara superior. Para su compactación se utilizaron vibradores de aguja convencionales (fig. 1).

Las probetas fueron marcadas en el muro (fig. 2) para su posterior tallado con unas dimensiones $100 \times 100 \times 350$ mm. El objetivo de la disposición de las probetas talladas es utilizar posiciones diferentes donde la densidad y orientación de fibras serán presumiblemente distintas. Una vez extraídas del muro, adicionalmente, a todas las probetas se les talló una entalla, de acuerdo a lo recogido en la



Figura 1. Fabricación del muro.



Figura 2. Muro con las probetas marcadas.

EN 14651:2005 [2] Las probetas se clasifican en 4 series. Cada una de ellas muestra características diferentes a priori:

- Serie A. Compuesta por dos probetas extraídas de la parte superior del muro y con orientación perpendicular a la dirección de hormigonado.
- Serie M. Compuesta por dos probetas extraídas de la parte central del muro y con orientación perpendicular a la dirección de hormigonado.
- Serie B. Compuesta por dos probetas extraídas de la parte inferior del muro y con orientación perpendicular a la dirección de hormigonado.
- Serie C. Compuesta por dos probetas extraídas de la parte central del muro y con orientación paralela a la dirección de hormigonado.

2.3. Determinación de la orientación y la densidad de las fibras

Una vez talladas las probetas, se escanearon utilizando un equipo de CT-Scan para la obtención de la orientación y la ubicación de cada una de las fibras de cada probeta (fig. 3).

El equipo de tomografía escanea la probeta y genera imágenes seccionales de la misma. La distancia entre imágenes es de $200\mu\text{m}$. El número total de imágenes es de 1.750. La resolución de cada imagen es de 1.024×1.024 píxeles. El tamaño del píxel es de $15 \times 150\mu\text{m}$. Las imágenes generadas están en escala de grises en función de la densidad de cada punto. Los tonos más claros corresponden a puntos de más densidad y los tonos más oscuros, a los puntos de menos densidad.

Mediante un proceso de segmentación se identifican los píxeles pertenecientes a las fibras. A continuación, mediante un algoritmo matemático desarrollado por los autores, y descrito en [13], se agrupan, en primer lugar, los píxeles pertenecientes a la misma fibra dentro de una misma imagen y, a continuación, los grupos de píxeles pertenecientes a la misma fibra en diferentes imágenes.

Una vez identificadas todas las fibras, se obtiene, en primer lugar, su posición, definida como el centro de gravedad de la nube de puntos que conforma la fibra. En segundo lugar se obtiene la orientación de la fibra. Para ello se ajusta, mediante la técnica de mínimos cuadrados, una recta, que identifica su orientación. La orientación de la fibra se define a partir del ángulo que forma la recta con los planos principales de la probeta, a saber, XY, XZ e YZ. El eje Z es el eje longitudinal de la probeta, el eje Y es el eje vertical y el eje X es el eje transversal.

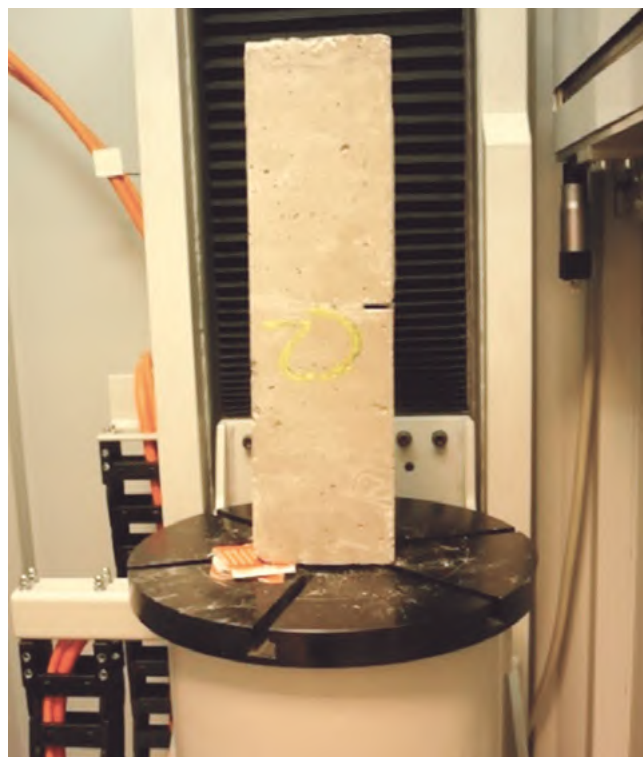


Figura 3. Imagen de la probeta dentro del equipo de tomografía.

La figura 4 muestra las orientaciones de cada una de las probetas, ubicadas en su posición dentro del muro.

2.4. Medida de la resistencia residual a tracción por flexión

Las 8 probetas prismáticas fueron sometidas a un ensayo de flexión en tres puntos para determinar la capacidad a flexotracción para diferentes valores de CMOD. La distancia entre puntos de apoyo en el ensayo fue de 300 mm (fig. 5).

Para la realización de los ensayos se utiliza un actuador dinámico de ± 50 kN de carga máxima, modelo MTS 244.41, dotado de una célula de carga modelo MTS 661.25 con un rango de ± 50 kN y una precisión de $\pm 0,5$ kN, un extensómetro de clip modelo MTS 634.12F-24 con un rango máximo de 10 mm y 0,01 mm de precisión, y dos transductores de desplazamiento inductivos, modelo HBM, de 20 mm de rango y 0,01 mm de precisión.

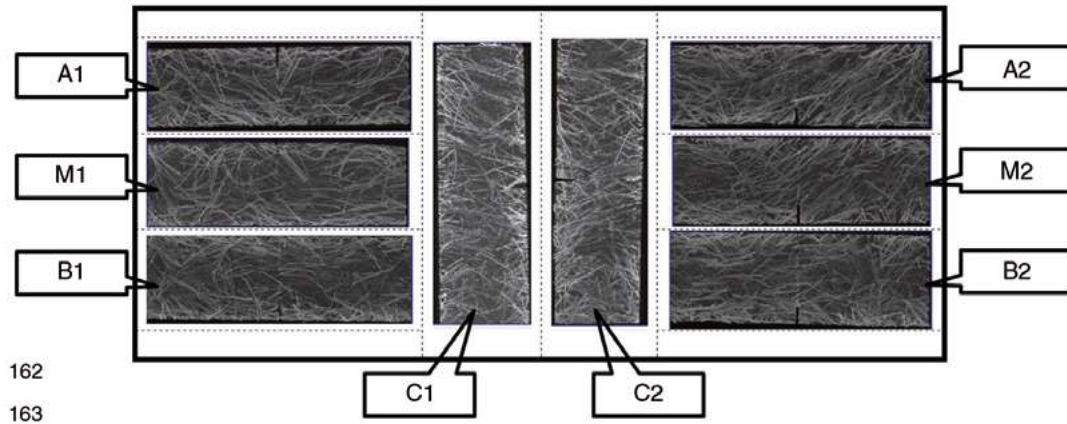


Figura 4. Orientación de las fibras de cada probeta.



Figura 5. Probeta durante el ensayo.

3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

A continuación se muestran los resultados obtenidos. En primer lugar se muestran los resultados obtenidos a partir de análisis con CT-Scan, en términos de índice de eficiencia y densidad. En segundo lugar se muestran los resultados de los ensayos de flexión en tres puntos.

3.1. Resultados del análisis de las fibras con CT-Scan

3.1.1. Índice de eficiencia

En este caso particular, la dirección de interés es la ortogonal al plano XY, pues es en la que se producirán las tracciones en el ensayo de flexión en tres puntos. A partir de los ángulos que forman cada una de las fibras respecto a este plano es posible definir el «índice de eficiencia» según la siguiente expresión (ecuación 1):

$$e_{xy} = \sum f(\alpha_{xy}) \sin \alpha_{xy} \quad (1)$$

siendo $f(\alpha_{xy})$ la frecuencia relativa con la que aparece el ángulo en cada una de las clases del histograma (cada clase está formada por 10°) y $\sin \alpha_{xy}$ es el seno del ángulo promedio de la clase del histograma considerada. El sumatorio de este producto para todas las clases del histograma da como resultado el índice de eficiencia global.

El índice de eficiencia varía entre 0 y 1, correspondiendo 0 al caso de que todas las fibras estén contenidas en el plano XY y 1 al caso de que todas las fibras sean ortogonales a dicho plano.

El análisis global de las probetas muestra que las fibras no están igualmente distribuidas en toda su masa, sino que existen regiones con un contenido en fibras mayor y otras con un contenido menor. Se propone entonces determinar un índice de eficiencia parcial, correspondiente a las fibras que se encuentran en el entorno de la sección central, que son las que más activamente intervienen en la respuesta a flexión de la probeta. Para ello se define una región central de 100 mm de longitud y centrada en torno a la sección a de la entalla.

La figura 6 muestra los histogramas globales de las diferentes familias de probetas.

La tabla 1 muestra los resultados del índice de eficiencia global y de la región central.

A partir de los datos recogidos se puede observar como las probetas de las series A, M y B (probetas ortogonales a la dirección de hormigonado) muestran un índice de eficiencia alrededor de 0,6. Se trata de un valor alejado de 1, que era lo inicialmente esperable. Por su parte, la serie C muestra índices de eficiencia menores, tal y como era de esperar, aunque lejos de 0, que era lo inicialmente esperado. Por su parte, cabe destacar que existe poca diferencia entre los índices de eficiencia de la región central y de la probeta completa.

TABLA 1
Índices de eficiencia global y de la región central de las diferentes probetas

Probeta	Índice de eficiencia global	Índice de eficiencia región central
A1	0,67	0,69
A2	0,62	0,66
M1	0,65	0,56
M2	0,47	0,48
B1	0,52	0,70
B2	0,52	0,62
C1	0,31	0,26
C2	0,40	0,38

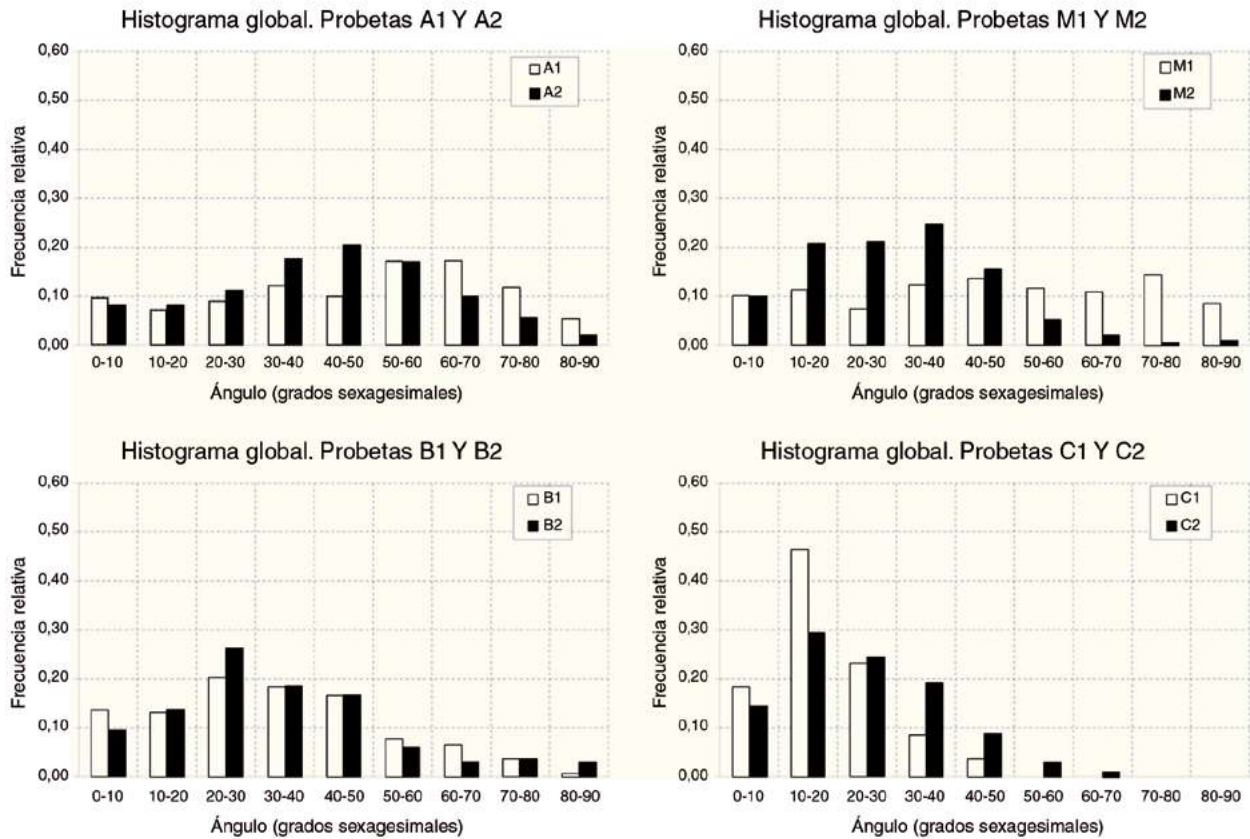


Figura 6. Histogramas globales.

3.1.2. Densidad de fibras

En relación a la densidad de las fibras, interesa igualmente el número de fibras que atraviesan la sección central, puesto que son las que influyen en la respuesta estructural del elemento. La densidad se define como el cociente entre el número de fibras que atraviesan la sección central y el área de esta.

La [tabla 2](#) muestra los resultados obtenidos en relación a la densidad.

Tal y como se puede apreciar en la [tabla 2](#), existen diferencias notables entre las diferentes probetas, es decir, el reparto de las fibras no es uniforme en todo el elemento estructural. La serie que muestra más densidad media es la B. Las series A y M muestran una densidad media similar, aunque esta última con una mayor dispersión. Por su parte,

la serie C muestra un valor de densidad media ligeramente inferior y una baja dispersión.

3.2. Resultados del ensayo de flexión en tres puntos

En la [figura 7](#) se muestran los diagramas tensión - CMOD de todas las probetas.

Estas gráficas muestran que existe un comportamiento muy diferente entre unas probetas y otras, aun cuando todas provienen del mismo muro y, en consecuencia, el material que las conforma es el mismo.

Llama la atención, en primer lugar, que las probetas que presentan una densidad más baja, fundamentalmente las probetas C1, C2 y M2, muestran un comportamiento

TABLA 2
Densidad de fibras

Probeta	Número de fibras que atraviesan la sección central	Densidad (m ⁻²)
A1	37	4.625
A2	53	6.625
M1	60	7.500
M2	27	3.375
B1	55	6.875
B2	57	7.125
C1	34	4.250
C2	44	5.500

TABLA 3
Valores de límite de proporcionalidad y resistencia residual de las probetas

Probeta	f _l (MPa)	f _{R,1} (MPa)	f _{R,2} (MPa)	f _{R,3} (MPa)	f _{R,4} (MPa)
A1	6,1	5,7	5,1	4,6	6,1
A2	8,4	8,9	7,2	4,5	8,4
M1	6,2	6,8	6,2	5,3	6,2
M2	3,6	3,8	3,5	3,4	3,6
B1	7,5	7,7	6,7	4,8	7,5
B2	9,3	9,0	8,3	7,7	9,3
C1	2,5	1,8	1,3	1,2	2,5
C2	3,3	2,8	2,5	2,4	3,3

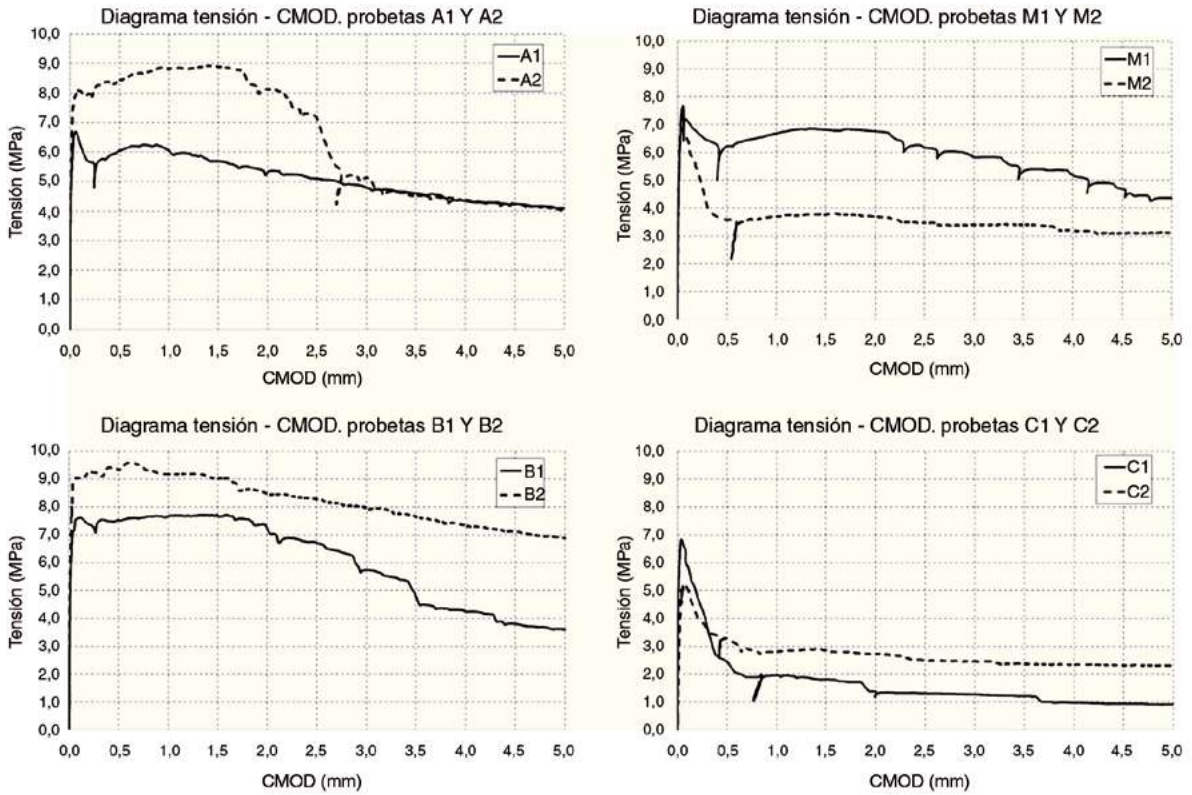


Figura 7. Diagramas tensión - CMOD obtenidos.

posfisuración más frágil, con una caída muy brusca de la resistencia residual. En el caso de las probetas C1 y C2, este fenómeno se ve amplificado por el hecho de que su índice de eficiencia es más bajo.

La tabla 3 muestra los valores del límite de proporcionalidad y la resistencia residual a la flexión en tracción obtenidos.

Las probetas que muestran una mayor resistencia residual media son las probetas dispuestas de forma horizontal en el muro (A, M y B). Esta mayor resistencia residual está relacionada con un índice de eficiencia y densidad de fibras mayores. En la figura 8 se muestra la correlación entre la

resistencia residual y el índice de eficiencia, por una parte, y la densidad, por otra.

La figura 8 muestra una fuerte correlación entre la resistencia residual y el índice de eficiencia y la densidad. En ambos casos la relación es proporcional, de tal modo que un incremento del índice de eficiencia y/o la densidad implican un incremento de la resistencia residual del hormigón.

Se trata de correlaciones muy interesantes, en la medida en que permiten entender cómo se comportan elementos más grandes de hormigón con fibras (losas o vigas, por ejemplo), que muestran una orientación de fibras muy distinta a la de las probetas prismáticas de control.

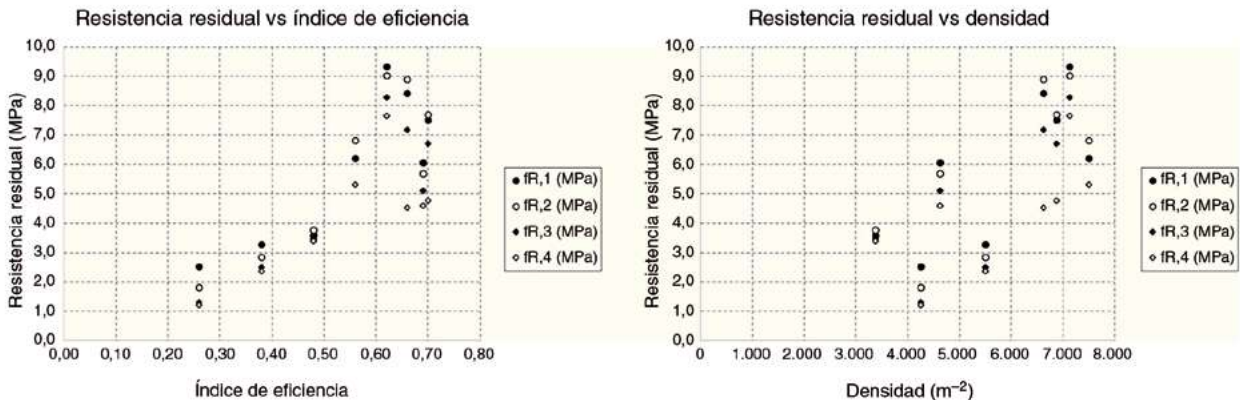


Figura 8. Correlación de la resistencia residual con el índice de eficiencia y la densidad.

4. CONCLUSIONES

En este artículo se ha estudiado experimentalmente la relación existente entre la orientación y la densidad de las fibras y el comportamiento mecánico a tracción por flexión en el caso de hormigones de alta resistencia reforzados con fibras metálicas. Para la determinación de la orientación y la densidad de las fibras se ha utilizado la tecnología CT-Scan y un software de posproceso especialmente desarrollado por los autores. A continuación se exponen las conclusiones más significativas de este trabajo:

- La utilización de la tecnología CT-Scan en hormigón con fibras abre una vía de estudio muy interesante, ya que se trata de un ensayo no destructivo. Es posible determinar la orientación y la densidad exactas de cada probeta, sin hipótesis previas, y a continuación realizar el ensayo de la misma.
- Las probetas de las series A, M y B (probetas ortogonales a la dirección de hormigonado) muestran un índice de eficiencia alrededor de 0,6. Por su parte, la serie C muestra índices de eficiencia menores debido a que su disposición es diferente con respecto al muro y a la dirección de hormigonado. Sin embargo, en ambos casos se encuentran lejos de los valores esperados a priori.
- Las probetas que muestran una mayor resistencia residual media son las probetas dispuestas de forma horizontal en el muro (A, M y B).
- Existe una relación directa entre la resistencia residual y la densidad de fibras. Estas correlaciones son útiles para estimar la resistencia residual esperable en el caso de piezas de hormigón más grandes (como losas o vigas).

Financiación

Este trabajo ha sido financiado por la Junta de Castilla y León, dentro del «Programa de Apoyo a Proyectos de Investigación para proyectos a realizar por grupos de investiga-

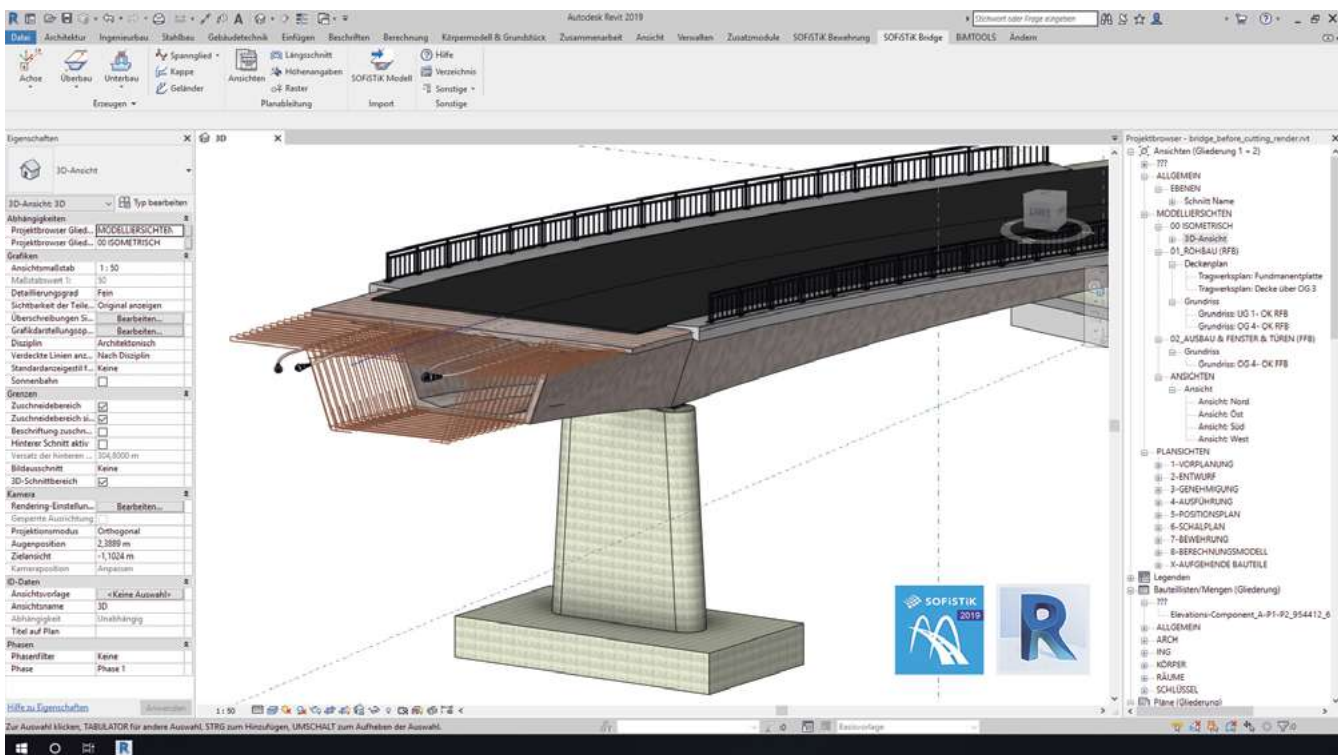
ción y grupos de investigación noveles, convocatoria 2007» (Orden EDU/1160/2008).

Bibliografía

- [1] International Federation for Structural Concrete (2010). Model Code for concrete structures. FIB Bulletin 65, Lausanne, Switzerland.
- [2] British Standards Institution (2008). Test method for metallic fiber concrete—Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality [LOP], residual). EN 14651:2005 + A1:2007, London.
- [3] R. Zerbino, J.M. Tobes, M.E. Bossio, G. Giaccio, On the orientation of fibres in structural members fabricated with self compacting fibre reinforced concrete, *Cement Concrete Comp.* 34 (2) (2012) 191–200.
- [4] L. Martinie, N. Roussel, Simple tools for fibre orientation prediction in industrial practice, *Cement Concrete Res.* 41 (10) (2011) 993–1000.
- [5] M.C. Torrijos, B.E. Barragán, R. Zerbino, Placing conditions, meso-structural characteristics and post-cracking response of fibre reinforced self-compacting concretes, *Constr. Build. Mater.* 24 (6) (2010) 1078–1085.
- [6] C. Lee, H. Kim, Orientation factor and number of fibers at failure plane in ring-type steel fiber reinforced concrete, *Cement Concrete Res.* 40 (5) (2010) 810–819.
- [7] S. Yacici, G. Inan, V. Tabak, Effect of aspect ratio and volume fraction of steel fiber on the mechanical properties of SFRC, *Constr. Build. Mater.* 21 (2007) 1250–1253.
- [8] Y. Ding, Investigations into the relationship between deflection and crack mouth opening displacement of SFRC beam, *Constr. Build. Mater.* 25 (2011) 2432–2440.
- [9] M.N. Soutsos, T.T. Le, A.P. Lampropoulos, Flexural performance of fibre reinforced concrete made with steel and synthetic fibres, *Constr. Build. Mater.* 36 (2012) 704–710.
- [10] M. Pajak, T. Ponikiewski, Flexural behavior of self-compacting concrete reinforced with different types of steel fibers, *Constr. Build. Mater.* 47 (2013) 397–408.
- [11] D. Dupont, L. Vandewalle, Distribution of steel fibres in rectangular sections, *Cement Concrete Comp.* 27 (2005) 391–398.
- [12] D.C. González, M.A. Vicente, S. Ahmad, Effect of cyclic loading on the residual tensile strength of steel fiber-reinforced high-strength concrete, *J. Mater. Civil Eng.* 27 (9) (2015) 04014241-1–04014241-8.
- [13] M.A. Vicente, D.C. González, J. Mínguez, Determination of dominant fibre orientations in fibre-reinforced high-strength concrete elements based on computed tomography scans, *Nondestruct. Test. Eva.* 29 (2) (2014) 164–182.

SOFISTIK Bridge Modeler para Autodesk® Revit® 2019

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



Disponible en www.hormigonyacero.com

Hormigón y Acero 2019; 70(287):23-30
<http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2017.05.011>

Puente de La Florida. Conexión del barrio de La Florida con la C/ Martínez Cachero, Oviedo

La Florida Bridge. Connection between La Florida neighborhood and Martinez Cachero street, Oviedo

Guillermo Capellán Miguel^a, Alejandro Godoy Ansótegui^b, Marianela García Pérez^c, Santiago Guerra Soto^{d,*}, Juan Ruiz Escobedo^c y Julio Santos Zalduondo^c

^a *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Director Técnico, Arenas & Asociados, Santander, España*

^b *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Jefe de Proyecto, Arenas & Asociados, Santander, España*

^c *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Ingeniero de Proyecto, Arenas & Asociados, Santander, España*

^d *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Coordinador de Calidad, Arenas & Asociados, Santander, España*

Recibido el 11 de abril de 2017; aceptado el 28 de mayo de 2017

RESUMEN

El Puente de La Florida es un proyecto promovido por el Ayuntamiento de Oviedo para conectar los barrios de La Florida y el Parque del Oeste. El diseño representa una novedad en los puentes urbanos, resolviendo la conexión mediante una rotonda volada semicircular suspendida de su borde interior mediante un sistema de péndolas. Los cables de suspensión y de retenida cuelgan de un cable principal cerrado, con forma de lazo, que se ancla en un mástil central articulado. La estructura se completa con un viaducto de acceso de hormigón postesado, un vano de conexión mixto entre rotonda y viaducto, dos pasarelas voladas y un anillo de retenida de hormigón.

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

PALABRAS CLAVE: Acero; Rotonda; Sistema de suspensión; Anillo de retenida; Pasarelas

ABSTRACT

La Florida Bridge is a project promoted by Oviedo City Council to connect La Florida and Western Park neighborhoods. The design is an innovation in urban bridges, solving the connection with a flying semi-circle roundabout suspended from its inner edge by a system of cables. Hangers and backstays hang from a loop shaped closed main cable, anchored to a central articulated mast. The structure is completed with a post-tensioned concrete approach viaduct, a composite connection span between roundabout and viaduct, two cantilever footbridges and a concrete counterweight ring.

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

KEYWORDS: Steel; Roundabout; Suspension system; Counterweight ring; Footbridges

1

ANTECEDENTES

El Puente de la Florida se proyecta para resolver la conexión entre los barrios ovetenses de La Florida y Parque del Oeste, salvando la línea de FEVE Oviedo-Pravia y el desnivel de 8

metros que los separa, materializado con un muro de escollera. Estos obstáculos, sumados a otros condicionantes como son la ubicación entre edificios, las limitaciones de gálibos y la planificación viaria prevista por el Ayuntamiento, obligan a una singular solución estructural en la que se debe implantar una semirrotonda sobre las vías del ferrocarril con un canto muy reducido (fig. 1). [1]

* Autor para correspondencia.
 Correo electrónico: sguerra@arenasing.com (S. Guerra Soto).

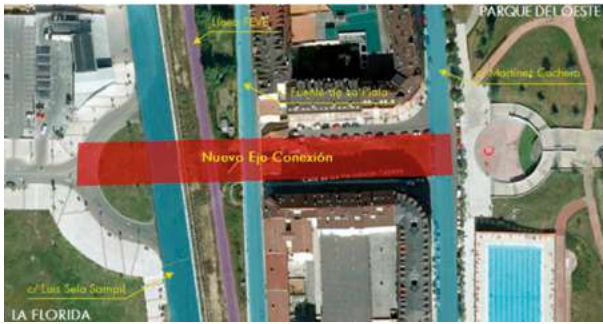


Figura 1. eje de conexión entre los barrios de La Florida y Parque del Oeste.

2. DISEÑO DEL PUENTE

El diseño definitivo consiste en un tablero mixto con forma de corona semicircular que vuela sobre las vías del ferrocarril y completa la semirrotonda existente en la zona de La Florida. El tablero de la rotonda, de 68 cm de canto, es mixto y se suspende respecto de su borde interior mediante un sistema de cuelgue indirecto, en el que los tirantes de suspensión y de retenida se unen a través de mordazas a dos cables principales en forma de lazo. La rotonda volada se une con la zona del Parque del Oeste a través de un viaducto de hormigón postesado de dos vanos de 19 y 23 m, y dos tramos mixtos intermedios de conexión entre rotonda y viaducto de 20 m de luz (fig. 2).

3. COMPORTAMIENTO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La singularidad de la estructura ha requerido un gran esfuerzo durante la fase de diseño. A pesar de que las dimensiones de la obra no son muy grandes, en ella se han combinado multitud de soluciones técnicas, siempre en la búsqueda de la máxima eficacia de los diferentes materiales. Dentro de este proyecto se pueden encontrar cimentaciones directas o profundas mediante pilotes y micropilotes, tableros de hormigón postesado y mixtos, elementos metálicos



Figura 2. Vista 3 D del diseño definitivo del puente.

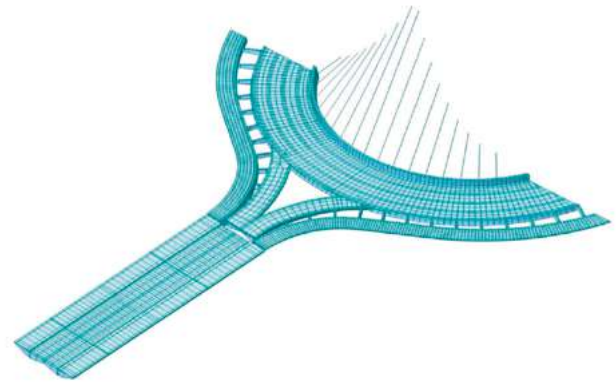


Figura 3. Modelo general de elementos finitos.

como el mástil, las costillas, mordazas o rótulas, elementos de hormigón como los estribos, pilas y el anillo de retenida, y un complejo sistema de suspensión mediante cables. Todo ello en conjunto ha hecho de este proyecto un gran desafío técnico.

Durante el diseño se han empleado diversos modelos de elementos finitos, tanto generales como de detalle, para los diferentes análisis llevados a cabo: cálculo general, verificaciones de pandeo y abolladura, fatiga y análisis dinámico (fig. 3). También, ha sido necesario el empleo de herramientas específicas de las tensoestructuras, como procesos de *form-finding*, para la obtención de la geometría intermedia durante las fases de montaje y la geometría final del sistema de cables.

El sistema de suspensión mediante cables trabaja como una tensoestructura radial, generada alrededor del mástil. El conjunto de los cables mantiene la forma gracias a la tracción, mientras que el anillo periférico está sometido a compresión (fig. 4) [2]. La geometría final del sistema de cables se obtiene para el estado permanente, en el caso de que existan sobrecargas asimétricas se producirá un incremento de tracción en los cables cercanos a la diagonal de la sobrecarga, compensado con una reducción de tracción en los contrarios. Estas cargas asimétricas producen un movimiento en la punta del mástil de 4 mm como máximo. Las fuerzas horizontales en la base del mástil se transmiten a la losa inferior del anillo de retenida, compensándose en parte con las introducidas en este por los cables, las no compensadas se transmiten al suelo por rozamiento.

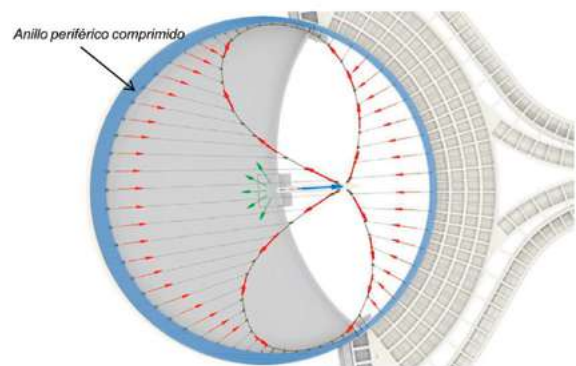


Figura 4. Esquema general de cargas.

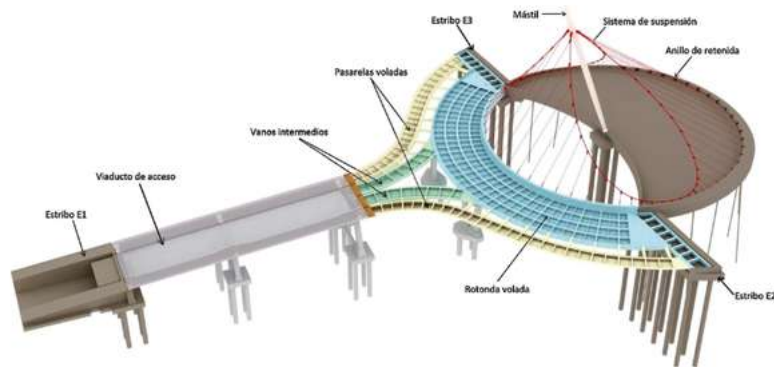


Figura 5. Esquema de definición de las diferentes partes de la estructura.

Las deformaciones provocadas por los efectos térmicos obligan a disponer unas rótulas de eje vertical en la unión entre la viga interior de la rotonda y el anillo de contrapeso, de forma que queden liberados los giros de eje vertical pero garantizando en todo momento la transmisión del axil de compresión.

4. CONSTRUCCIÓN

La construcción del puente ha consistido en cuatro fases principales. La primera corresponde a la ejecución de las cimentaciones, pilas, estribos y anillo de retenida. La segunda consiste en la construcción del viaducto de acceso, hormigonado *in situ* sobre cimbra. En la tercera fase se realiza el montaje de la estructura metálica, dividida en diferentes tramos colocados sobre apeos provisionales. La última fase corresponde a la instalación del mástil y del sistema de suspensión, tesado en cinco escalones hasta alcanzar la carga objetivo.

Se describe a continuación cada uno de los elementos que componen la estructura y las labores llevadas a cabo durante su construcción (fig. 5).

4.1. Estribos

El estribo E1 sirve de apoyo al primer vano del viaducto de acceso. Es cerrado, con sección maciza de hormigón armado, y está cimentado de forma profunda mediante 8 pilotes

de 0,85 m de diámetro. Su cara frontal reproduce la misma geometría de las pilas P1 y P2. El muro de acompañamiento mantiene a su vez la geometría de las aceras voladas del viaducto de acceso mediante dos voladizos laterales (fig. 6).

Los estribos E2 y E3 sirven de apoyo al tablero de la rotonda, resolviéndose con dos cargaderos cimentados mediante pilotes de 0,85 m de diámetro. La rotonda se empotra a flexión en su apoyo sobre los estribos para reducir las deformaciones y mejorar su comportamiento dinámico, requiriéndose dos filas de 6 pilotes en cada uno de ellos. El empotramiento se materializa mediante unas riostras en las que se instalan unos topes deslizantes, realizados con unas rótulas cilíndricas de acero inox (fig. 7). La instalación de este sistema permite los desplazamientos de la rotonda en el plano horizontal, quedando así liberada frente a las deformaciones impuestas por los efectos térmicos. Los únicos puntos fijos de la estructura son las rótulas de eje vertical existentes en la unión entre viga interior de rotonda y anillo de retenida.

4.2. Pilas

Las pilas P1 y P2 sirven de apoyo a los vanos 1 y 2 del viaducto de acceso, estando formadas por una pareja de fustes inclinados de hormigón macizo con sección transversal variable (fig. 8). La cimentación se realiza mediante encepados de cuatro pilotes de 0,85 m de diámetro, unidos transversalmente mediante una viga riostra de hormigón.

Las pilas P3 y P4 dan apoyo a la rotonda en su viga exte-



Figura 6. Fotografías del estribo E1 y muro de acompañamiento.

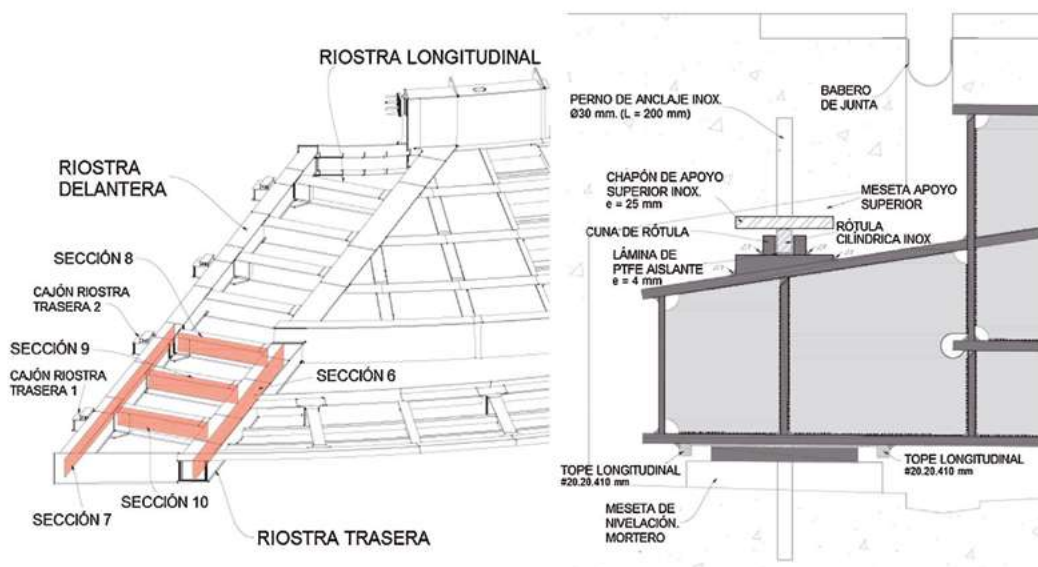


Figura 7. Esquemas del tope deslizante en el empotramiento de los estribos E2 y E3.



Figura 8. Fotografía de pilas P1 y P2.

rior, estando formadas por unos fustes de hormigón macizo en V con una riostra superior metálica (fig. 9). La cimentación se realiza mediante un encepado de tres pilotes de 0,85 m de diámetro.

4.3. Anillo de retenida

El anillo de retenida se dispone en el interior de la rotonda existente sobre el relleno de la zona superior del barrio de La Florida. Se realiza en hormigón macizo y tiene una sección variable para adaptarse a la inclinación de los cables que se anclan contra él (fig. 10). Se cimenta sobre micropilotes y se cierra interiormente mediante una losa de 30 cm. Esta losa sirve para cerrar el circuito de cargas y para conformar un recinto estanco que posteriormente se rellenará de agua, con la finalidad de que se genere un espejo natural.

4.4. Viaducto de acceso

El viaducto de acceso comienza en la zona del Parque del Oeste, en la rotonda elíptica que resuelve el flujo de tráfico en esa zona. Tiene una longitud de 42 m, divididos en dos vanos de 19 y 23 m. La anchura total del tablero es de 14 m, albergando dos carriles de 3,50 m y dos aceras laterales de 2,50 m. El resto de la anchura se destina a la barrera y la barandilla (fig. 11).

El viaducto de acceso se realiza completamente en hormigón *in situ* sobre cimbra (fig. 12). La sección transversal está compuesta por dos vigas cajón postesadas en ambos laterales, con un canto de 141 cm y conectadas entre sí por una losa de 22 cm de espesor.

La sección de las vigas laterales es triangular, confiriendo al tablero una gran esbeltez. Por encima de ellas discurren



Figura 9. Fotografía de pilas P3 y P4.



Figura 10. Fotografías del anillo de retenida.

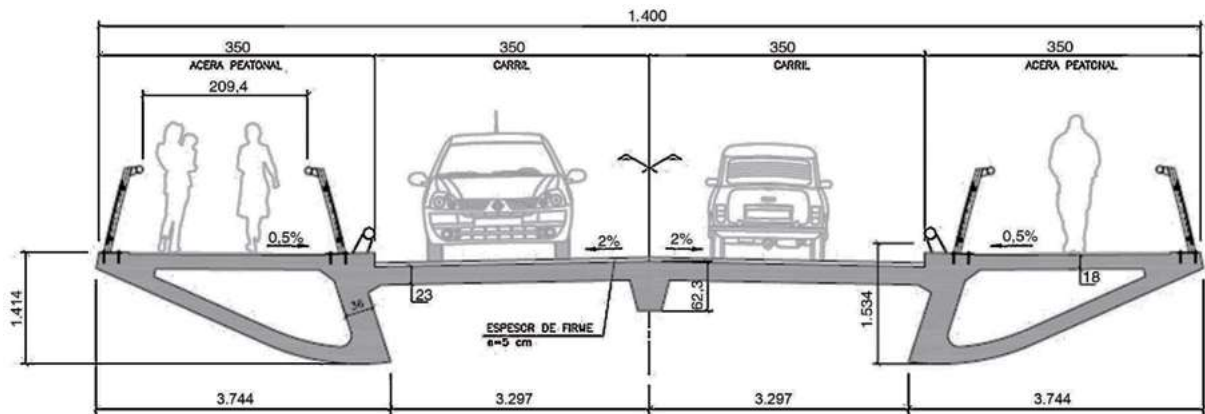


Figura 11. Sección tipo del tablero del viaducto de acceso.

las aceras peatonales, mientras que el tráfico rodado circula sobre la losa, que tiene un claro comportamiento transversal. En el extremo final del viaducto, sobre la pila P2, se dispone la conexión mixta, que sirve para hacer la transición entre el tablero de hormigón y los cajones mixtos que conforman los vanos intermedios. La solución adoptada asegura que la unión esté siempre comprimida, anclándose el pretensado del tablero contra estos elementos, de esta forma se garantiza la correcta transmisión de esfuerzos y se evita que se produzcan fisuras durante la vida útil.

4.5. Vanos intermedios

Los vanos intermedios conectan el viaducto de acceso con la rotonda volada, convirtiéndose en las rampas de entrada y salida de los vehículos a la rotonda. Está formado por dos tableros mixtos curvos independientes de 20 m de luz y empotrados en el viaducto y la rotonda (fig. 13). La sección de los tableros, que es trapezoidal, se debe adaptar a la variación de canto existente entre viaducto y rotonda, lo que hace que su fondo sea alabeado. La sección transversal, de



Figura 12. Cimbra y encofrado del viaducto de acceso.

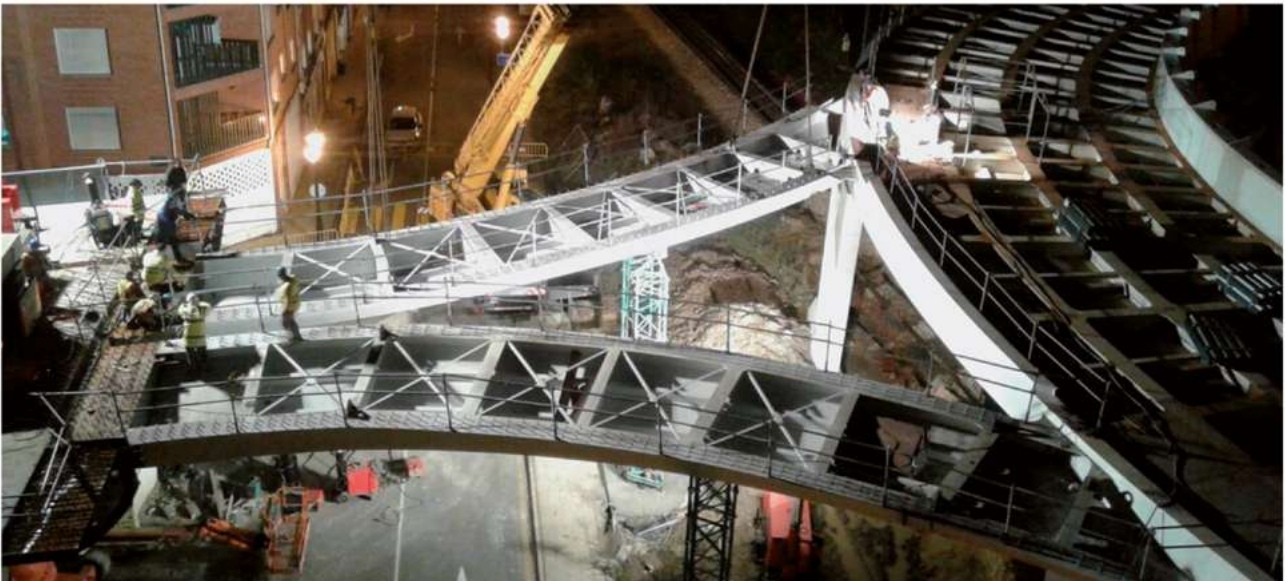


Figura 13. Montaje de los vanos intermedios.

5,15 m de ancho, contiene un carril de 3,50 m, dos arcenes de 25 y 45 cm, y 45 cm a cada lado para la implantación de la barrera. Los tableros se fabricaron y trasladaron a obra en un solo tramo, y se montaron con el uso de grúas apoyándose sobre la conexión mixta, un apeo provisional intermedio y la rotonda.

4.6. Rotonda volada

La rotonda volada constituye el núcleo principal del proyecto y se resuelve con un tablero mixto multicelular, con dos vigas cajón en los extremos y tres vigas en T interiores. La sección tiene una anchura de 10,88 m, conteniendo dos carriles de 4,50 m de ancho. La viga cajón interior es usada para materializar el cuelgue del tablero del sistema de cables, lo que se realiza por medio de orejetas soldadas al mismo. Esta viga es el elemento resistente principal frente a los esfuerzos de torsión generados por el tablero, y además, se rellena de hormigón para aumentar su resistencia, compensar los pesos y reducir las vibraciones. La viga exterior, de menores dimensiones, es usada para aumentar la rigidez

longitudinal del voladizo. Las vigas en T interiores mejoran la rigidez longitudinal, y se completan con otras vigas en T transversales a modo de diafragmas.

El tablero tiene un canto de 68 cm, del que 50 cm corresponden a la sección metálica y 18 cm para la losa superior (fig. 14).

El tablero de la rotonda se traslada a obra en diferentes tramos, ensamblándose *in situ* sobre bancada para montarse finalmente en tres conjuntos que se apoyan sobre 7 torres provisionales, las pilas P3 y P4, y los estribos E2 y E3.

4.7. Pasarelas

El tráfico peatonal queda separado del rodado a partir del final del viaducto de acceso, para lo que se disponen dos pasarelas que discurren paralelas al borde exterior de los vanos intermedios y de la rotonda, volando a una distancia aproximada de 2,40 m de ellos. El vuelo de las pasarelas se consigue gracias al empotramiento en los extremos y al apoyo mediante costillas en el borde exterior de la rotonda. La longitud desarrollada de las pasarelas es de 60 y 52 m,

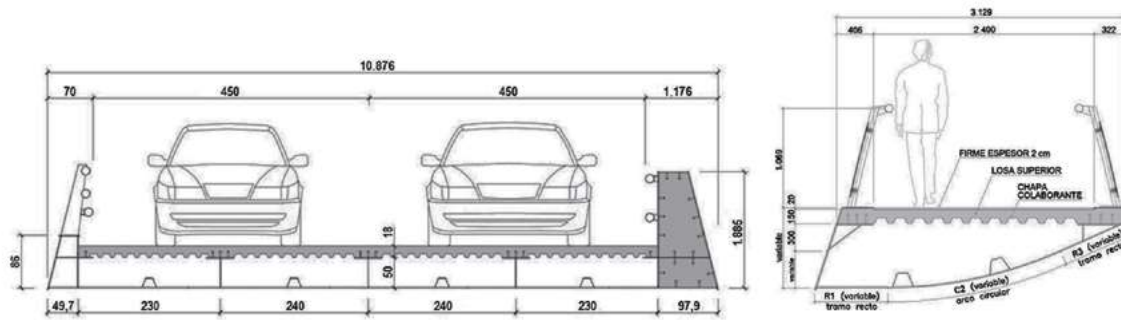


Figura 14. Secciones tipo de rotonda y pasarelas.

con un trazado en planta en S. La sección de la pasarela es mixta, y mantiene la sección triangular de la célula exterior del viaducto. Su anchura es de 3,13 m, con una calzada peatonal de 2,40 m. El canto varía de 1,34 m en la unión con el viaducto hasta 0,73 m en el apoyo en los estribos (fig. 14).

El montaje de la sección metálica de cada pasarela se divide en 4 tramos, colocándose sobre apeos mediante grúa. Una vez comprobada la geometría, y unidos los tramos mediante soldadura, se colocan las costillas de unión con la rotonda. La losa superior, de 15 cm de espesor, se hormigona *in situ* sobre chapas colaborantes a modo de encofrado.

4.8. Mástil

El mástil de 30 m de altura está realizado en acero, y se dispone con una inclinación de 21° hacia el Parque del Oeste, convirtiéndose en un hito que marca la dirección de movimiento del proyecto, desde el barrio de La Florida hasta el Parque del Oeste. La sección es circular y de 30 mm de espesor, variando desde un diámetro exterior de 75 cm en los extremos hasta 120 cm en su parte central. Está articulado

en su base mediante una rótula esférica, permitiendo por lo tanto el libre movimiento de la parte superior. En estado permanente las fuerzas que llegan al mástil a través de los lazos principales están equilibradas, y su resultante coincide con la posición inicial del mástil. En el momento en que la rotonda se somete a sobrecargas asimétricas la resultante cambiará de dirección y el mástil girará para alinearse con la misma.

El mástil se traslada a obra en una sola pieza, instalándose en su posición definitiva mediante una grúa, apoyándose de forma provisional en una torre de apeo. Durante el tesado de los cables, la rótula permanece bloqueada, por lo que los esfuerzos en el mástil se monitorizaron mediante galgas extensométricas para controlar que no se introdujeran esfuerzos de flexión en el mismo.

4.9. Sistema de suspensión

El sistema de suspensión da apoyo continuo al borde interior del tablero de la rotonda mediante tirantes anclados a través de mordazas a un par de cables principales de sus-



Figura 15. Vista superior de la estructura desde La Florida.

pensión. Los cables principales son cerrados, de 100 mm de diámetro, y tienen forma de lazo cerrado, anclándose ambos extremos en la punta del mástil. El sistema está formado por 21 tirantes de suspensión, de 36 mm de diámetro, y 27 tirantes de retenida de 32 mm de diámetro (fig. 15). Todos los cables son de tipo cerrado con hilos exteriores en Z para mejorar su protección frente a la corrosión.

El montaje de los cables supuso un gran reto, dividiéndose en cinco escalones para el control de la evolución tensional y geométrica del conjunto. Para ello fue necesario instalar galgas extensométricas en todos los cables y prismas de control topográfico en las mordazas.

Conflicto de intereses

Los autores declaran no tener ningún conflicto de intereses.

Bibliografía

- [1] Artículo Conexión del barrio de La Florida con la C/Martinez Cachero en Oviedo. Puente de La Florida, VI Congreso ACHE, Madrid 2014.
- [2] J. Strasky, *Stress ribbon and cable-supported pedestrian bridges*, Thomas Telford Publishing, 2005, pp. 229 páginas, ISBN 07277 3282 X.

Patología en estructuras resueltas con elementos prefabricados de hormigón

Pathology in structures built with precast concrete members

Miguel Ángel Liébana Ramos^{a,*} y Ramón Álvarez Cabal^b

^a Ingeniero Industrial, INTEMAC S.A., Madrid, España

^b Dr. Ingeniero Industrial; INTEMAC S.A.; Universidad Politécnica de Madrid; E.T.S. de Ingenieros Industriales, Madrid, España

Recibido el 9 de mayo de 2017; aceptado el 7 de julio de 2017

RESUMEN

En este trabajo se exponen, a través de ejemplos y casos reales, algunos de los problemas más frecuentes en estructuras resueltas con elementos prefabricados de hormigón. Estos problemas suelen estar asociados a una infravaloración de las tolerancias de fabricación y montaje durante la fase de proyecto, así como a la ausencia de arriostramientos o mecanismos de anclaje que garanticen su estabilidad frente a acciones horizontales.

Adicionalmente, se reflexiona sobre las exigencias de la normativa vigente y los procedimientos de calidad que se aplican en este tipo de elementos, que parecen no estar resultando totalmente eficaces.

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

PALABRAS CLAVE: Estructuras prefabricadas; Patología; Tolerancias; Unión

ABSTRACT

Some of the most common problems in precast concrete structures are shown in this work, through examples and real situations. These problems are associated with an underestimation of the manufacturing and assembly tolerances during the design phase, as well as, with a lack of bracing or anchoring mechanisms to ensure its stability against horizontal actions. Additionally, the requirements of current standards and quality procedures that apply to this type of elements have been examined, which in our opinion are not being enough effective.

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

KEYWORDS: Precast structures; Pathology; Tolerances; Connections

I ANTECEDENTES

A lo largo de los últimos años se ha hecho habitual el uso de elementos prefabricados en la construcción, principalmente por las ventajas que este tipo de estructuras aporta: disminución de plazos de construcción, menor coste de ejecución por el grado de industrialización alcanzable, fácil especialización del personal, etc.

El objeto de este trabajo es poner de manifiesto algunos

problemas que aparecen reiteradamente en la construcción de este tipo de estructuras, tanto en la fase de proyecto como en su montaje y posterior puesta en uso. De forma ilustrativa, se exponen diversos ejemplos representativos de las patologías más comunes.

Los ejemplos que en este artículo se describen han sido extraídos de estudios de patología desarrollados por INTEMAC. Las fotografías y ejemplos que recogemos corresponden a ocho estudios realizados por INTEMAC y elegidos como representativos de patologías en construcciones con elementos prefabricados.

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: maliebana@intemac.es (M.Á. Liébana Ramos).

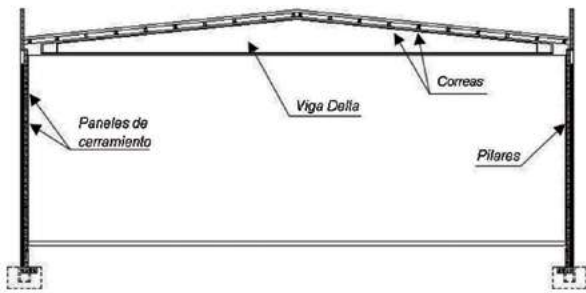


Figura 1. Esquema estructural tipo.



Figura 2. Vista de la estructura de una nave de uso industrial con elementos prefabricados.

2. ESTABILIDAD LATERAL EN ELEMENTOS HORIZONTALES

En diferentes trabajos realizados por INTEMAC, tanto en rehabilitación como en patología y en control de proyecto, se ha constatado un gran número de problemas relacionados con la estabilidad lateral de elementos estructurales horizontales.

En el caso de las estructuras de edificación, estas adoptan una configuración estructural muy común, formada por pórticos planos compuestos por vigas de canto variable, denominadas «vigas delta», que apoyan directamente en los pilares perimetrales y sobre las que se disponen las correas. Todos estos elementos son prefabricados. Las luces de las vigas delta alcanzan los 25 o 30 m, mientras que las de las correas pueden alcanzar fácilmente los 10 m. Estas estructuras se caracterizan adicionalmente por la ausencia de arrios-

tramientos entre pórticos o de mecanismos que garanticen la estabilidad lateral de las vigas y correas, la cual queda confiada a la colocación final del material de cobertura, pero que en muchos casos se encuentra en una precaria situación durante el montaje.

En las figuras 1 y 2 se representa una sección transversal y una fotografía donde se muestra la configuración estructural de este tipo de edificios.

El apoyo de las vigas en los pilares puede presentar diversas configuraciones [1,2], si bien son habituales dos esquemas: apoyo de soporte recto o apoyo de soporte con velo. Las dos tipologías mencionadas pueden verse en la figura 3a,b.

- *Apoyo de soporte recto.* Se caracteriza por la disposición de barras corrugadas o varillas roscadas en los pilares, a modo de esperas, que se introducen en unos pasatubos que presentan las vigas y que se rellenan con mortero en el montaje. Para evitar el contacto directo de la viga con el pilar

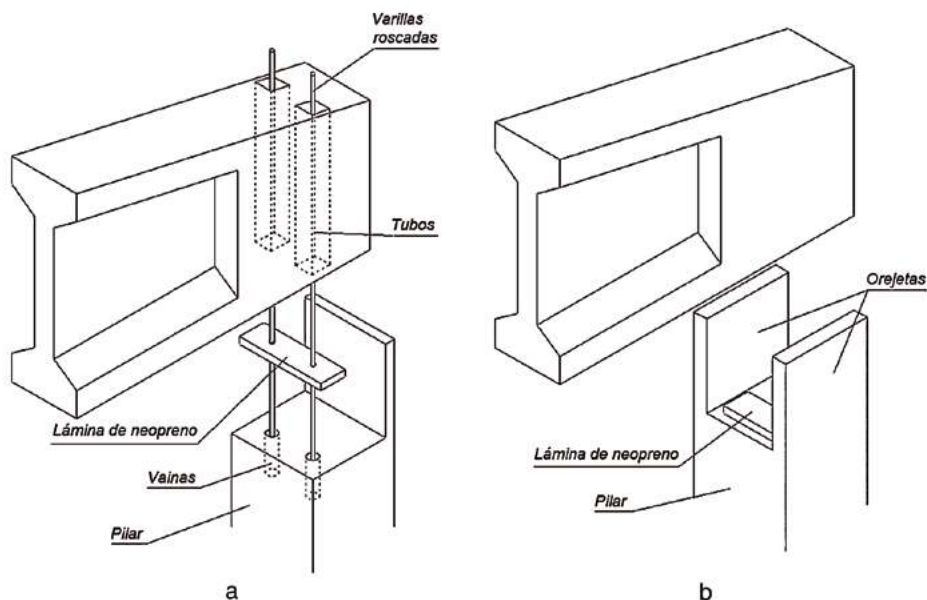


Figura 3. Configuraciones de apoyo de vigas en pilares.

suelen disponerse láminas de neopreno, pero es habitual encontrar apoyos directos, «a hueso».

- *Apoyo de soporte con velo.* En este caso se disponen dos orejetas de hormigón armado en las caras opuestas en los pilares. Suelen ser de pequeño espesor (entre 6-10 cm) y permiten apoyar directamente las vigas en la cabeza de los pilares, dejando una pequeña holgura con las vigas cuyo objeto es facilitar el montaje. Al igual que en el caso anterior, es habitual la disposición de un neopreno en el apoyo.

2.1. Apoyo de soporte recto

Analizando el apoyo de vigas en pilares mediante la configuración de soporte recto mostrada en la figura 3a), donde se disponen tubos verticales a través de los cuales se insertan barras corrugadas o varillas roscadas, se puede identificar un problema relacionado con las tolerancias de fabricación y montaje (fig. 4).

La Instrucción EHE-08, en su anejo n.º 11, establece las desviaciones admisibles para elementos prefabricados, que a modo de resumen se exponen a continuación:

- a) Tolerancia de fabricación en relación a la longitud de la pieza, L:
- | | |
|--|---------------|
| | $\pm 0,001 L$ |
|--|---------------|
- b) Tolerancia de fabricación. Dimensiones transversales, D:
- | | |
|--|---------------------|
| $D \leq 150 \text{ mm}$ | $\pm 3 \text{ mm}$ |
| $150 \text{ mm} < D \leq 500 \text{ mm}$ | $\pm 5 \text{ mm}$ |
| $500 \text{ mm} < D \leq 1.000 \text{ mm}$ | $\pm 6 \text{ mm}$ |
| $D > 1.000 \text{ mm}$ | $\pm 10 \text{ mm}$ |
- c) Tolerancia de montaje. Desviaciones respecto a la vertical en líneas y superficies en general (Δ en mm para H en m)
- | | | |
|-------------------------------------|------------------------------|------------------------|
| $H \leq 6 \text{ m}$ | $\Delta = \pm 24 \text{ mm}$ | |
| $6 \text{ m} < H \leq 30 \text{ m}$ | $\Delta = \pm 4 H$ | $< \pm 50 \text{ mm}$ |
| $H \geq 30 \text{ m}$ | $\Delta = \pm 5H/3$ | $< \pm 150 \text{ mm}$ |
- d) Tolerancia de montaje. Desviaciones laterales
- | | |
|-------------------|------------------------------|
| Piezas en general | $\Delta = \pm 24 \text{ mm}$ |
|-------------------|------------------------------|

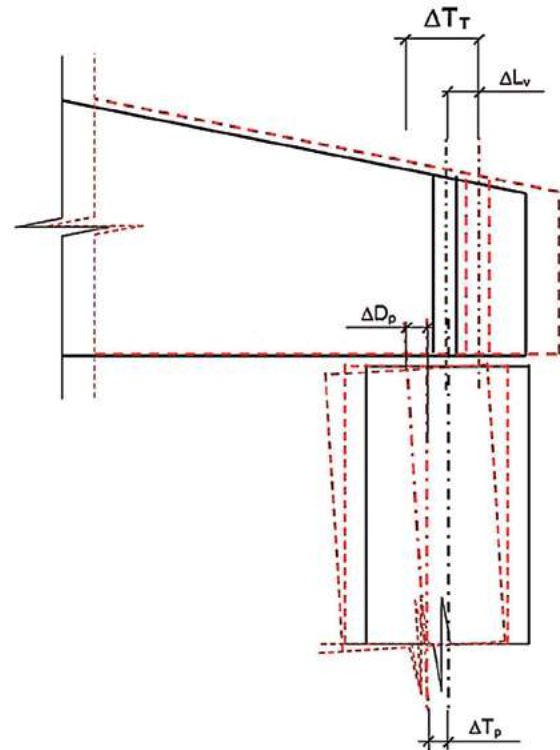


Figura 4. Esquema de tolerancias.

Adoptando como ejemplo un caso habitual: una nave industrial formada por pórticos planos con vigas prefabricadas de Figura 4. Esquema de tolerancias. canto variable (vigas delta) de 30 m de luz, que apoyan directamente en la cabeza de los pilares de $50 \times 50 \text{ cm}^2$ y 9 m de altura. De acuerdo con la configuración estructural de estos pórticos y las exigencias de la Instrucción EHE-08, el proyecto debería considerar para este ejemplo una tolerancia longitudinal de fabricación en las vigas $\Delta L_v = \pm 30 \text{ mm}$, una tolerancia transversal $\Delta T_p = \pm 5 \text{ mm}$ en los pilares y una desviación de montaje respecto a la vertical del pilar $\Delta D_p = \pm 36 \text{ mm}$.

Sumando estas tolerancias y siguiendo el esquema mostrado en la figura 4, se obtiene un valor de 71 mm, valor



Figura 5. Problemas asociados a desviaciones por tolerancias.

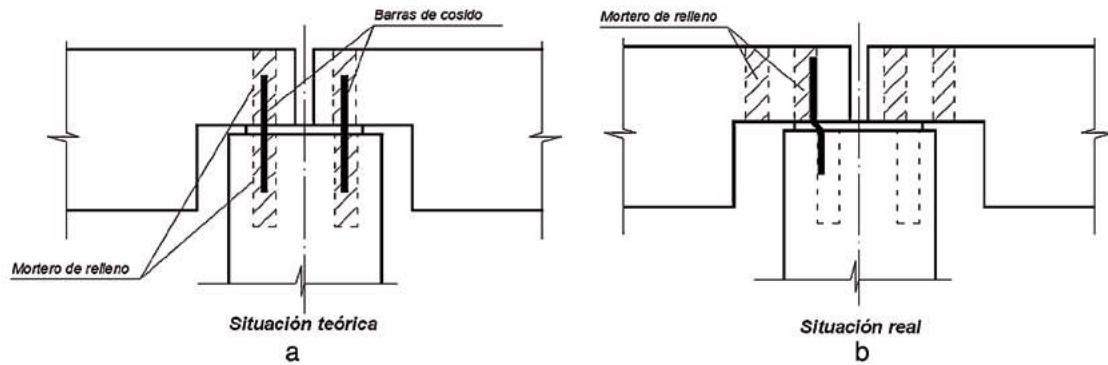


Figura 6. Defectos de apoyos como consecuencia de las tolerancias de fabricación y montaje.



Figura 7. Problemas de montaje en apoyos de soporte recto.

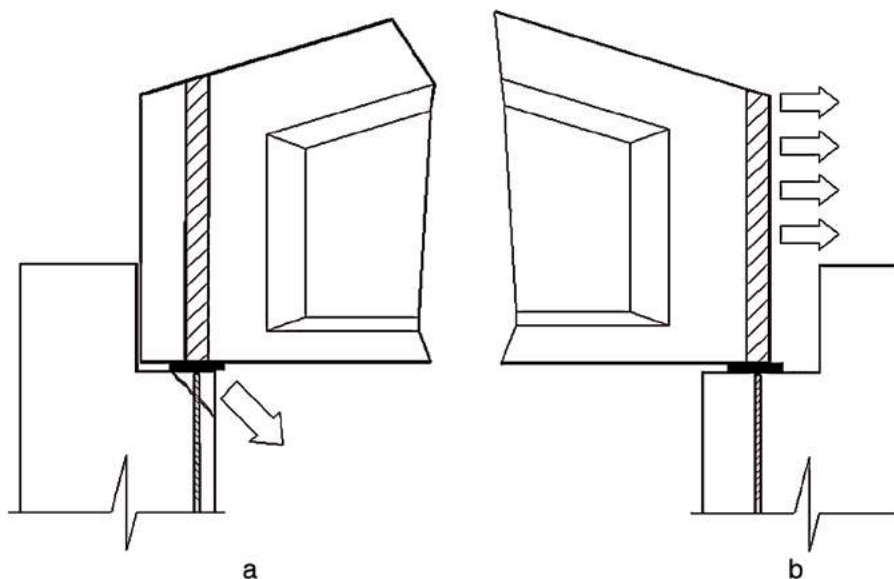


Figura 8. Desviaciones habituales en pasatubos.

que exige para los pasatubos una dimensión mínima en dirección longitudinal de, al menos, 14 cm. Sin embargo, los pasatubos en este tipo de elementos no suelen presentar dimensiones superiores a 8 cm, es decir, prácticamente la mitad de lo exigido.

A esta situación debe añadirse que en muchas ocasiones resulta complicado ajustar la posición de los pasatubos, incluso en elementos que se ajustan a las tolerancias de fabricación, como consecuencia de los efectos de retracción y fluencia que se producen en el hormigón. Estos efectos generan

acortamientos en las vigas, proporcionales a su longitud, que pueden desalinear la posición de los pasatubos, o en su caso las barras que se disponen a modo de esperas.

Podría pensarse que estas valoraciones son exageradas, pero la realidad ha demostrado lo contrario: este tipo de unión no es, en general, capaz de absorber las desviaciones de fabricación y montaje. En la [figura 5](#) se muestra el caso del desplome de un frente de una nave industrial, donde se pudo observar como las vigas apoyaban solo de forma parcial sobre los pilares por el efecto de las tolerancias de fabricación y montaje. Esta situación produjo que no coincidiera la posición de los pasatubos entre viga y pilar y que las barras de conexión previstas no cosieran la junta en el apoyo.

La [figura 5](#) muestra cómo solamente en alguna de las vainas previstas fue posible insertar la barra que cosía la junta (que tuvo que ser doblada), esfuerzo inútil porque, como se puede observar en la misma fotografía, el mortero de relleno no se introdujo en la vaina del pilar impidiendo el anclaje efectivo de la barra.

La [figura 5](#) muestra la situación en otro de los pilares de la obra. Se puede apreciar como las vainas de cabeza del pilar quedan incluso fuera de la proyección de la viga en planta.

En las [figuras 7 y 8](#) se muestra el ejemplo de otro caso similar. Como se aprecia, los tubos donde se insertan las barras procedentes de la cabeza de los pilares se encontraban en unos casos ([figs. 7b y 8b](#)) enrasados con el extremo de las vigas, sin recubrimiento alguno ([fig. 7](#)). En otros casos existían desviaciones de hasta 65 mm hacia el interior de las vigas, respecto a las prescripciones de proyecto ([figs. 7a y 8a](#)). Estas desviaciones eran superiores incluso a la dimensión de los tubos, cuyo valor en la dirección del desplazamiento era de 60 mm, por lo que resultaba imposible disponer en su interior de los tubos las barras de conexión entre las vigas y los pilares.

Estas desviaciones en la posición de los tubos como consecuencia de las tolerancias puede producir también que el apoyo de las vigas se realice en el borde de la cabeza del pilar (véase la [fig. 8a](#)) desplazando la reacción y haciendo que esta se concentre en una superficie muy reducida, situación que produce la rotura o el descantillado del hormigón en la zona de apoyo, como más adelante se comenta. En el caso de que los tubos se encuentren enrasados con la cabeza de las vigas, sin apenas recubrimiento, se produce el arrancamiento del tubo y, por tanto, el fallo del apoyo.

En definitiva, el sistema de apoyo de soporte recto que se define en la [figura 3a](#), de acuerdo a las dimensiones de los tubos que suelen proyectarse, no está concebido para absorber las tolerancias de fabricación y montaje que se producen en los elementos prefabricados, por lo que no pueden presentar capacidad alguna para garantizar la estabilidad de las vigas.

Incluso en el caso de que no existieran los problemas de tolerancias expuestos, debido a la que fabricación y montaje resultaran prácticamente «perfectos» —situación poco probable—, la resistencia a flexión de las barras y varillas que se introducen en los tubos es muy reducida, razón por la cual la unión no puede evitar el vuelco de las vigas.

2.2. Apoyo de soporte con velo

Si se analizan las tolerancias exigibles en un ejemplo similar al expuesto en el caso anterior, con las mismas dimensiones pero con una configuración de apoyo en velo, el diseño del apoyo

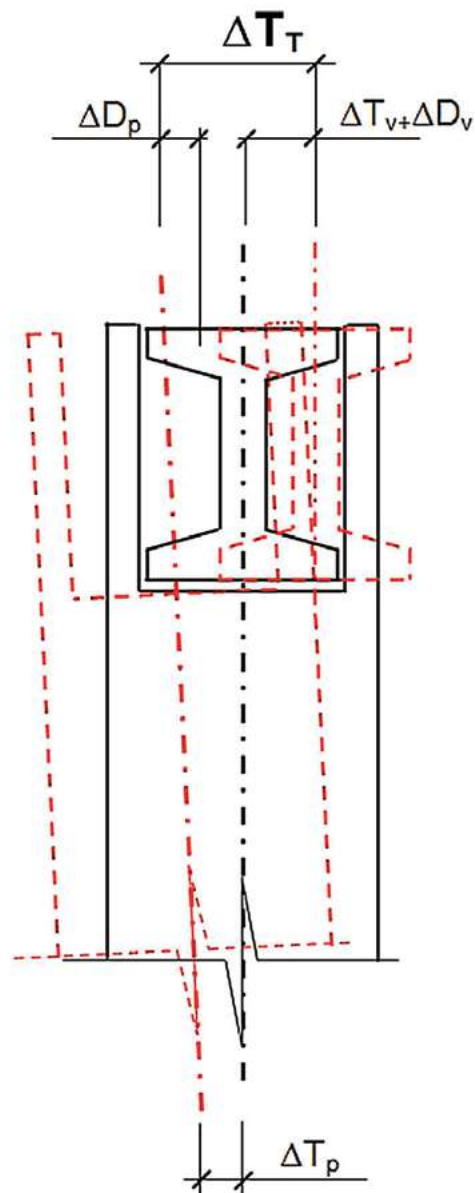


Figura 9. Esquema de tolerancias.

debería considerar una tolerancia transversal de fabricación en las vigas de $\Delta T_v = \pm 5$ mm, así como desviación lateral de montaje de $\Delta D_v = \pm 24$ mm. Los pilares, presentarían al igual que en el caso anterior una tolerancia transversal de fabricación $\Delta T_p = \pm 5$ mm y una desviación respecto a la vertical $\Delta D_p = \pm 36$ mm.

Sumando estas tolerancias, siguiendo en este caso el esquema de la [figura 9](#), se obtiene un valor «teórico» de 70 mm, es decir, el cajeado que se dispone en el pilar debería presentar 7 cm más de los teóricos para absorber las tolerancias. Sin embargo, las holguras «reales» entre las orejetas y las vigas, para facilitar el montaje, suelen presentar valores en torno a los 2 cm, incumpliendo esta condición. La exigencia de cumplir las tolerancias «teóricas» impide garantizar la estabilidad lateral de las vigas, ya que cuando el extremo de la viga llega a entrar en contacto con las orejetas, el centro de gravedad de las vigas, en el centro de vano, ya queda fuera del apoyo, por lo que este

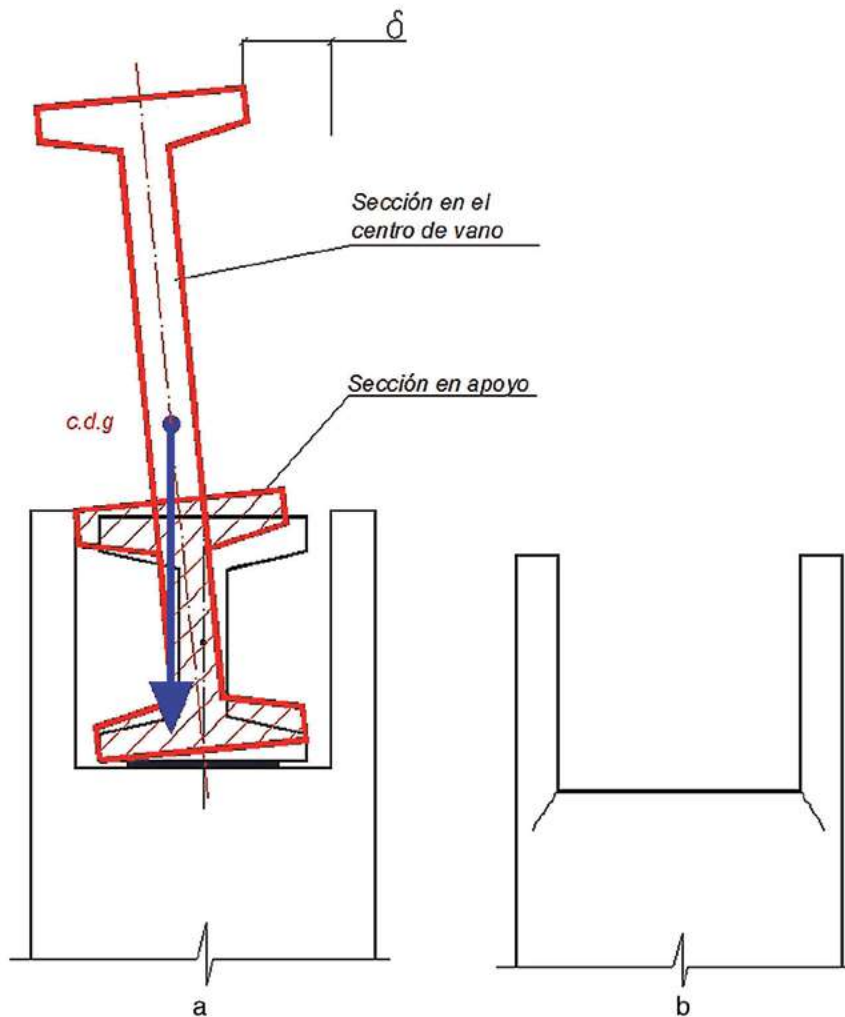


Figura 10. Esquema de fallos en orejetas.

sistema no impide el vuelco como sólido rígido de las vigas (fig. 10a).

En el caso que no llegase a ocurrir el mecanismo anterior, debido a que las holguras fueran menores, incumpliendo por tanto las exigencias de tolerancias, la resistencia a flexión de las orejetas es tan reducida que no puede aportar capacidad alguna para impedir el vuelco de las vigas, situación a la que debe añadirse que las reacciones que se producen en las orejetas se ven incrementadas por el efecto dinámico del vuelco de las vigas, dadas las holguras existentes, que, por pequeñas que sean, potencian dicho efecto.

En realidad, es habitual que cuando estas piezas llegan a obra el encuentro de las orejetas y la cabeza del pilar ya se encuentre fisurado (fig. 10b) como consecuencia de impactos durante la fase de transporte y la manipulación o, simplemente, al efecto de la retracción que se concentra en la entalla que se forma.

En definitiva, este sistema de apoyo existente en cabeza de los pilares incumple las tolerancias de fabricación y montaje exigibles y no impide el vuelco de las vigas, ya que la holgura entre la viga y las orejetas, y la ausencia de mecanismos esta-

bilizadores auxiliares, hace que estas resulten ineficaces a tal efecto.

En la figura 12 se muestra el fallo de las orejetas en dos casos diferentes y su ineficacia para absorber las desviaciones de montaje en el apoyo de las vigas sobre los pilares.

Además, el apoyo de las correas sobre las vigas no es capaz tampoco de transmitir momentos estabilizadores eficaces en la cabeza de las vigas que se opongan a estas, sino que más bien contribuyen a transmitir a través de las propias correas los desplazamientos en cabeza de las vigas de unas a otras, lo que justifica que el fallo de uno de estos apoyos suele llevar asociado el fallo sucesivo del resto.

Estas situaciones ponen de manifiesto que ante la ausencia de arriostramientos o mecanismos de anclaje auxiliares en las vigas delta, las configuraciones de apoyo que suelen disponerse hacen que estos elementos resulten muy sensibles ante cualquier acción horizontal (viento, acciones térmicas, acciones durante el montaje, impactos, etc.) o incluso a las propias tolerancias de colocación de las vigas. Estas circunstancias son suficientes para cuestionar la eficacia de estos sistemas de apoyo.



Figura 11. Vuelco en «vigas delta».

3. UNIONES EN ELEMENTOS PREFABRICADOS

Como se ha expuesto anteriormente, las estructuras prefabricadas de edificación se caracterizan por estar formadas por elementos horizontales (forjados, vigas) con un comportamiento claramente isostático, como consecuencia de las configuraciones de apoyo que se suelen disponer (ménsulas cortas, apoyos a media madera, macizos de apoyo, etc.). Esta configuración

exige un diseño y una ejecución de estas zonas de forma muy rigurosa, ya que un fallo de los mismos puede dar lugar a situaciones claras de inestabilidad que no pueden subsanarse mediante mecanismos alternativos en la estructura.

Por esta razón los apoyos suelen ser los puntos más conflictivos de las estructuras prefabricadas, y su diseño y su ejecución deben ser especialmente cuidados.

3.1. Tensiones en apoyos

El diseño de estos elementos requiere la comprobación de las tensiones máximas en los mismos. Así, la Instrucción EHE-08 en el artículo 59.º expone los valores de tensiones máximas recomendados para apoyos entre elementos mediante la expresión siguiente:

$$\sigma_{ED} = \frac{N_d}{b_l a_l} \leq f_{Rd} \quad (1)$$

Adoptando como valor límite de f_{Rd} 0,4 veces la resistencia de cálculo del mortero o elemento de nivelación intermedio, para una resistencia del hormigón de 30 MPa, σ_{ED} debe ser inferior a 8 MPa. En apoyos concentrados es habitual que no se cumplan estas exigencias.

Esta situación se suele producir en forjados con sección en «TT», como el que se muestra en la figura 13, que es habitual encontrar en cubiertas industriales o aparcamientos. Se fabrican con cantos entre 25 cm y 100 cm e interjes elevados, en torno a 150 cm. Estas piezas pueden alcanzar fácilmente los 30 m de luz y soportar cargas elevadas, en torno a 25 kN/m².

El apoyo se suele materializar sobre las alas de vigas con sección de T invertida y las dimensiones de los apoyos no suelen ser superiores a 15 o 20 cm. Como las cargas y las luces son elevadas, lo son también las reacciones concentradas en los nervios de las piezas sobre las alas de las vigas, por lo que es habitual que las tensiones en estas zonas resulten muy elevadas, superando notablemente el límite f_{Rd} .

Además, como consecuencia de la reducidas dimensiones de los apoyos en las piezas en TT es habitual que no se

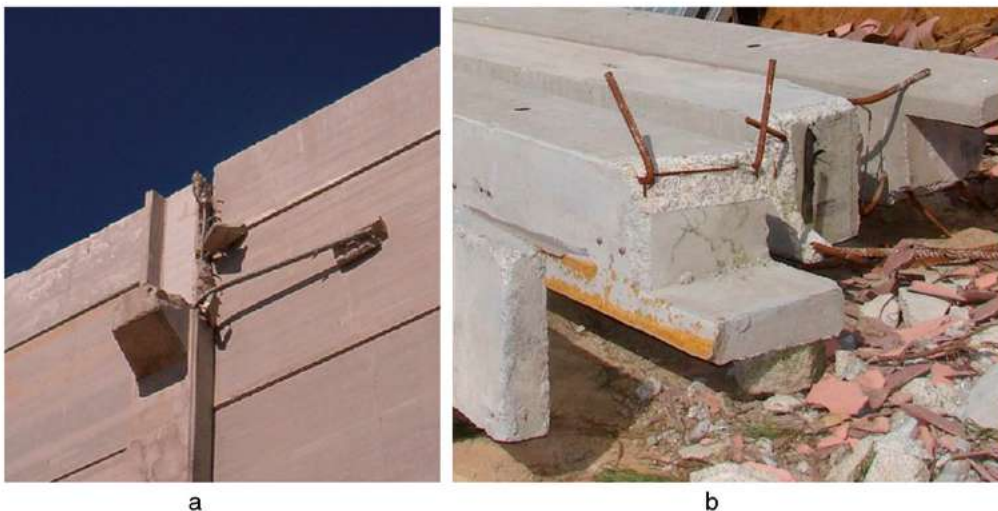


Figura 12. Fallo de orejetas en apoyos.

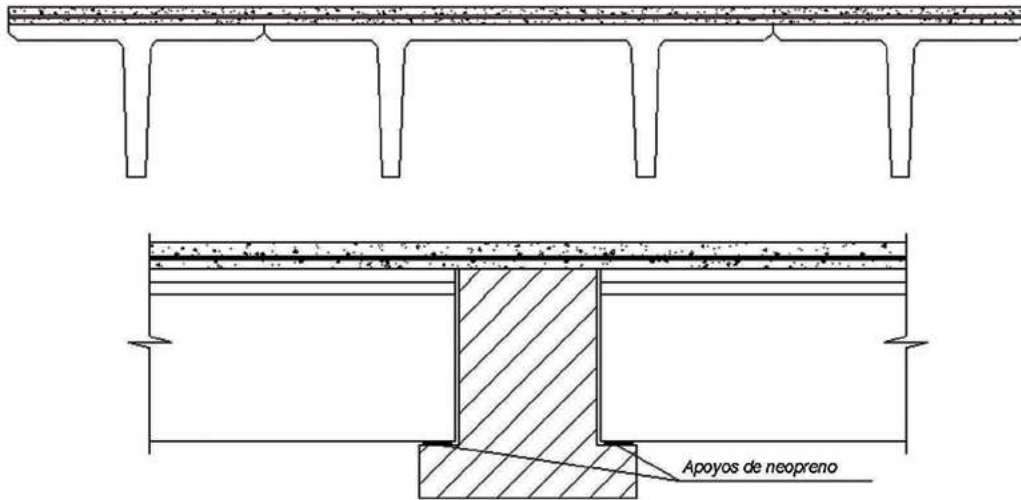


Figura 13. Esquema de forjados con secciones en «TT».

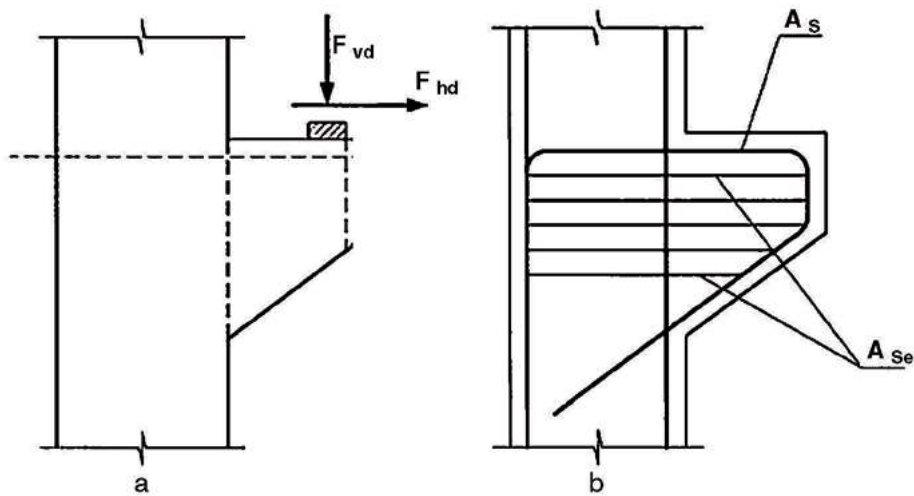


Figura 14. Esquema de solicitaciones y armado en ménsulas cortas.

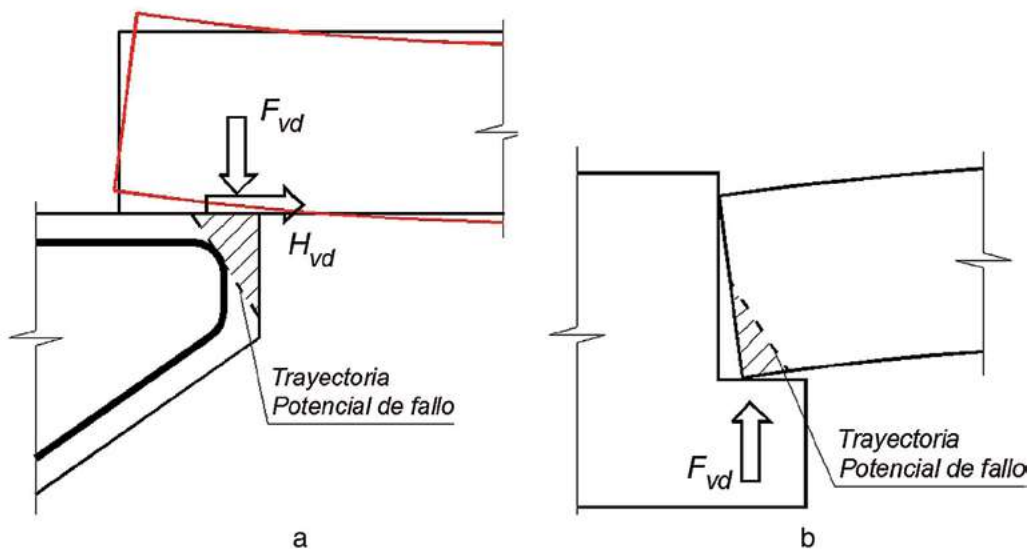


Figura 15. Mecanismo de fallo por descantillado en apoyos de elementos prefabricados.

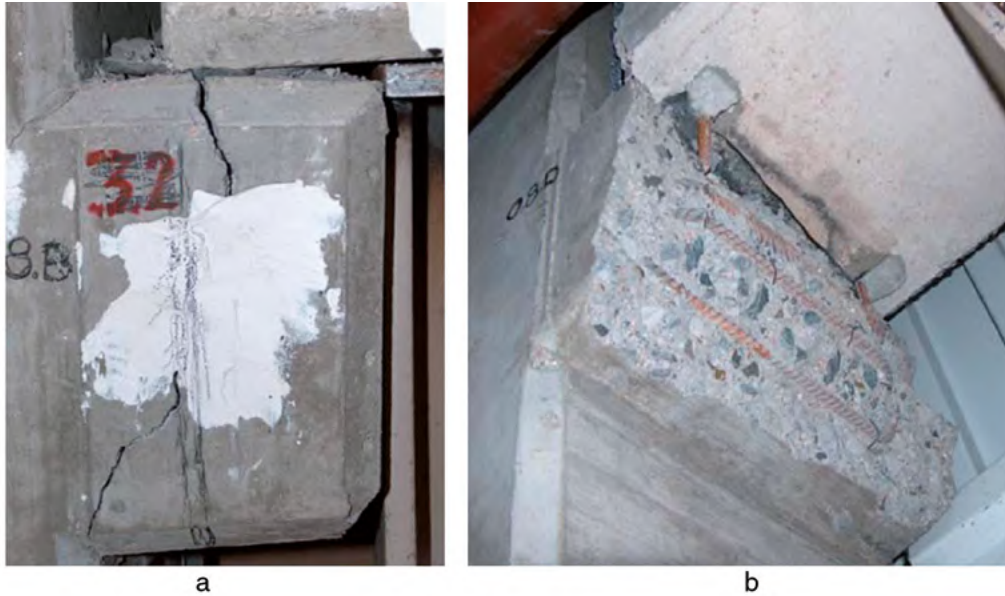


Figura 16. Ejemplo de fallos en apoyos con configuraciones de armado deficientes.

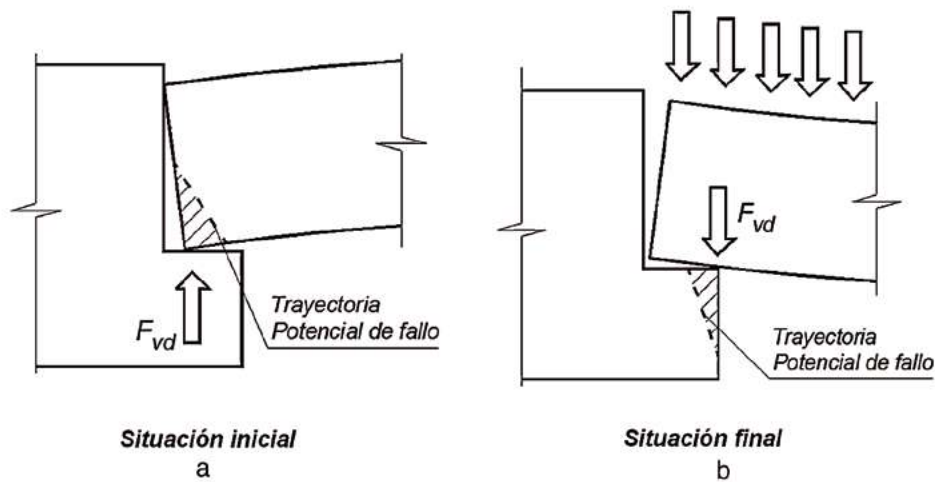


Figura 17. Descantillado en el apoyo de placas pretensadas.

cumplan las condiciones de anclaje, o que se produzca el descantillado de las aristas, tal y como se expone a continuación, situaciones estas por las que se desaconseja el empleo de este tipo de soluciones.

3.2. Descantillado de aristas

El apoyo de los elementos horizontales (vigas, forjados, etc.) en los verticales (pilas, pilares, etc.) se suele realizar en ménsulas cortas o apoyos a media madera, en ocasiones a través de un elemento elastomérico (fig. 14).

La Instrucción EHE-08 en el artículo 64.2 recomienda expresamente evitar, siempre que sea posible, este tipo de configuración, ya que suelen dar problemas en su ejecución o en el funcionamiento en servicio al tratarse, tal y como expone, de puntos conflictivos donde se concentran problemas de fisuración y degradación del hormigón. La realidad ha demostrado

que los problemas en estos puntos singulares suelen ser muy graves y afectan incluso a la estabilidad del conjunto estructural, ya que una incorrecta colocación de la armadura, o del elemento de apoyo, puede conducir a que se produzcan numerosos fallos.

Normalmente las dimensiones de las ménsulas y el valor de las fuerzas F_{vd} y F_{hd} que se generan en el apoyo obligan al empleo de diámetros relativamente importantes para garantizar la armadura necesaria A_s del tirante principal. Los radios de doblado mínimos exigidos para esta armadura, y las reducidas dimensiones de la ménsula, hacen que las ramas verticales e inclinadas del paramento frontal de la ménsula muchas veces queden descolocadas. Con recubrimientos reducidos, esto puede desencadenar a medio o largo plazo problemas de durabilidad. Con recubrimientos excesivos, en cambio, puede dar lugar a una zona no armada en el frente de la ménsula.

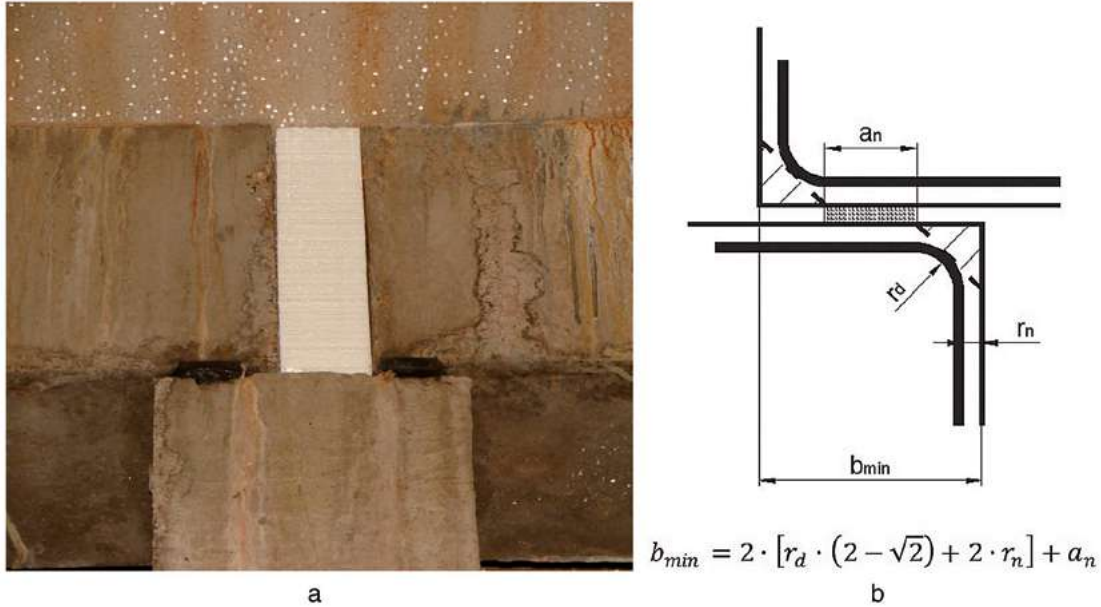


Figura 18. Ancho mínimo para garantizar el apoyo.

Cuando se produce el segundo de los casos, es decir, que queda una zona del frente de la ménsula sin armar, si la reacción F_{vd} queda muy al borde, reaccionará contra un hormigón no armado, pudiendo producirse el descantillado en esa zona. Este desplazamiento hacia el borde de la reacción F_{vd} puede producirse si el elemento de apoyo queda desplazado hacia dicho borde, a lo que se suma el desplazamiento que sufre la reacción como consecuencia de la deformación por flexión de la viga según se muestra en la figura 15a. A esto debe añadirse que casi siempre existe una reacción horizontal F_{hd} , debida por ejemplo al efecto de las variaciones dimensionales de origen térmico y reológico en la viga, lo que agrava el fenómeno. En la figura 16 se muestran ejemplos de fallo por esta causa, donde los excesivos recubrimientos laterales dispuestos y los propios radios de doblado conducen a zonas sin armado, dando lugar al fallo de los apoyos.

Una situación similar se produce en el apoyo a media madera de placas pretensadas, aunque el mecanismo se produce de forma opuesta (véase fig. 15b). El apoyo de estos elementos se suele producir «a hueso» y, como consecuencia del pretensado, la reacción de las placas es lineal, concentrándose en la arista de la placa (fig. 17a). Esta reacción se desplaza hacia el borde exterior del apoyo a medio madera (fig. 17b), pero manteniendo en todo momento el carácter lineal y concentrado de la reacción y el riesgo, por tanto, de descantillado.

Una simple solución a este problema podría ser aumentar el ancho del apoyo, el cual podría determinarse por simple geometría. Como se muestra en la figura 18, esta dimensión depende del recubrimiento nominal r_n , el radio de doblado de las barras r_d y el ancho del elemento de apoyo a_n (neopreno).

En la figura 19 se muestra una gráfica en la que se representa el ancho mínimo del apoyo en función de estos parámetros. Como se observa para diámetros habituales de 20 mm, se exigen unas dimensiones mínimas de entre 28 y 38

cm que dependen en este caso de las dimensiones del neopreno de apoyo. Lógicamente, si la solución es como la que se representa en la figura 18, con dos vigas apoyadas sobre la cabeza de un pilar, las geometrías necesarias para cumplir la condición de ancho mínimo requieren anchos de pilar tan desproporcionados que invalidan la solución. Los problemas de descantillado se presentan en ocasiones también durante la fase de ejecución. La figura 20 muestra el caso frecuente del montaje de una viga artesa sobre el capitel de una pila. La nivelación se consigue mediante cuñas de madera que no se retiran hasta, en el mejor de los casos, las últimas fases de ejecución (en numerosas ocasiones hemos observado que no llegan a retirarse nunca).

Esta circunstancia produce que la reacción sobre el pilar debida al peso propio del conjunto no se transmita centrada a través del neopreno, sino en los bordes del capitel a partir de las cuñas de nivelación, que resultan más rígidas que el neopreno.

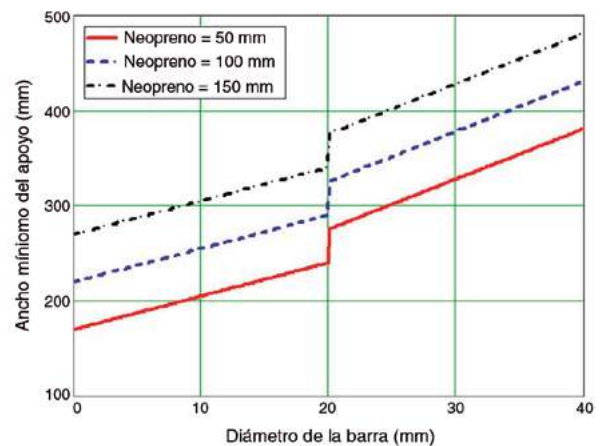


Figura 19. Relación entre ancho de apoyo y diámetro de barras.

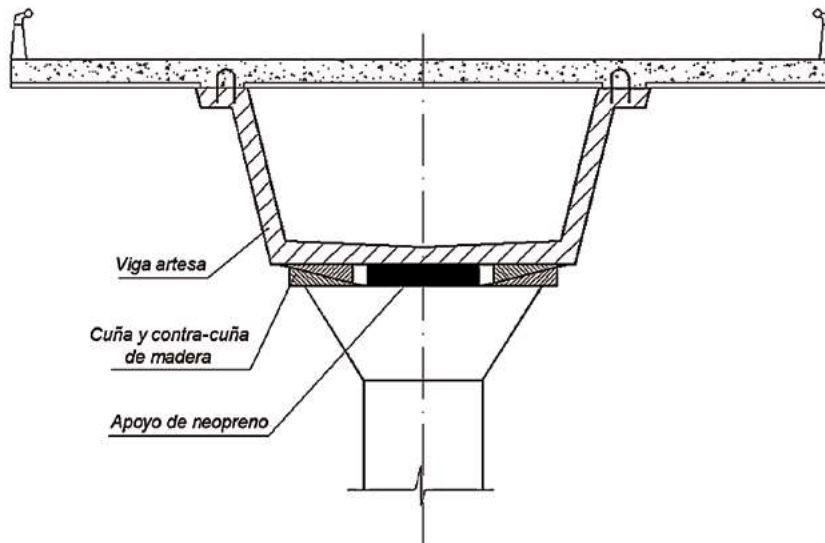


Figura 20. Esquema de montaje de una viga artesa.

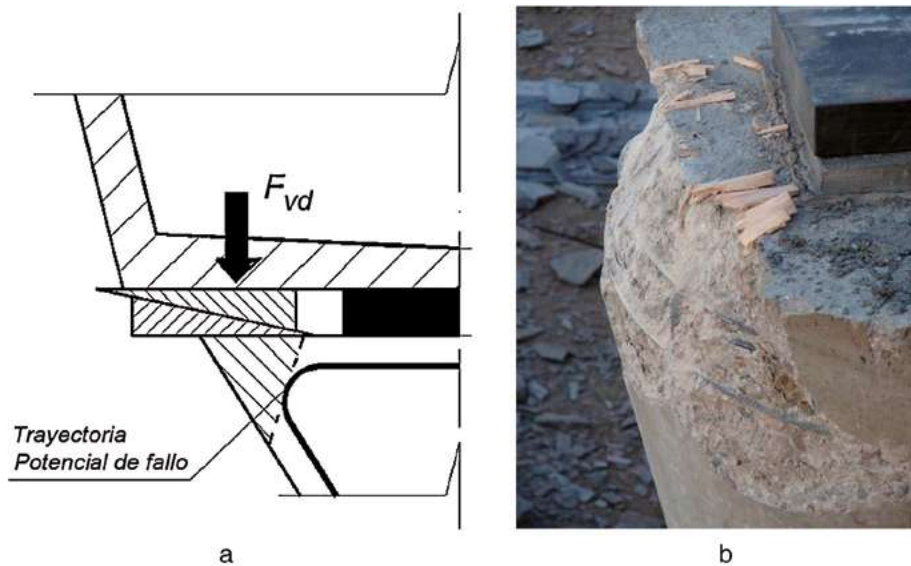


Figura 21. Descantillado durante el montaje de una viga artesa.

Como el capitel suele presentar armaduras de diámetros importantes, los radios de doblado también lo son, por lo que existen zonas de hormigón sin armadura. Estas zonas coinciden con los puntos de apoyo de las cuñas de nivelación, donde se sitúan las reacciones y se produce el descantillado de las aristas (fig. 21).

3.3. Anclaje de armaduras

Los pilares utilizados para la construcción de edificios prefabricados suelen presentar secciones cuadradas, rectangulares o en forma de H que, como ya se ha expuesto, en la cabeza presentan en muchos casos el apoyo directo de las vigas. Esta configuración da lugar a cargas localizadas importantes en cabeza que requieren una cuantía de armado elevada. Para considerar esta armadura es necesario que esté totalmente anclada,

pero las configuraciones de armado habituales dan lugar a que su aportación a la resistencia del pilar no sea la teóricamente esperable, al menos en la zona del apoyo.

En efecto, es muy habitual en los proyectos la ausencia de detalles de la terminación de la armadura en cabeza, situación que suele dar lugar a que incluso la armadura longitudinal finalice en punta y su eficacia, por lo tanto, en la zona del apoyo quede cuestionada [3]. En la figura 22 se muestra el ejemplo de una cala realizada en la cabeza de un pilar prefabricado, donde se observa esta situación.

3.4. Uniones de elementos prefabricados con elementos hormigonados in situ

Una de las conexiones delicadas de los elementos prefabricados es la unión con zonas hormigonadas *in situ*. En estas zonas



Figura 22. Configuración de armado en la cabeza de un pilar prefabricado.

debe garantizarse la correcta transmisión de esfuerzos del elemento prefabricado a la zona hormigonada *in situ*, y para ello los esquemas de armado deben de ser coherentes, situación esta que no siempre se estudia debidamente.

En la figura 23 se muestran un ejemplo de un depósito resuelto con paneles prefabricados como elementos de conten-

ción. El panel empotraba en un zócalo de hormigón de mayor espesor que los paneles.

Se puede apreciar que la unión carece de armadura transversal, por lo que no puede garantizarse el solape entre la armadura del panel y la del zócalo de hormigón. Incluso tratando la conexión como una región de discontinuidad (regiones D según la nomenclatura de la Instrucción EHE-08), los esfuerzos internos de tracción que se generan en la conexión no pueden ser absorbidos por la ausencia de armadura transversal.

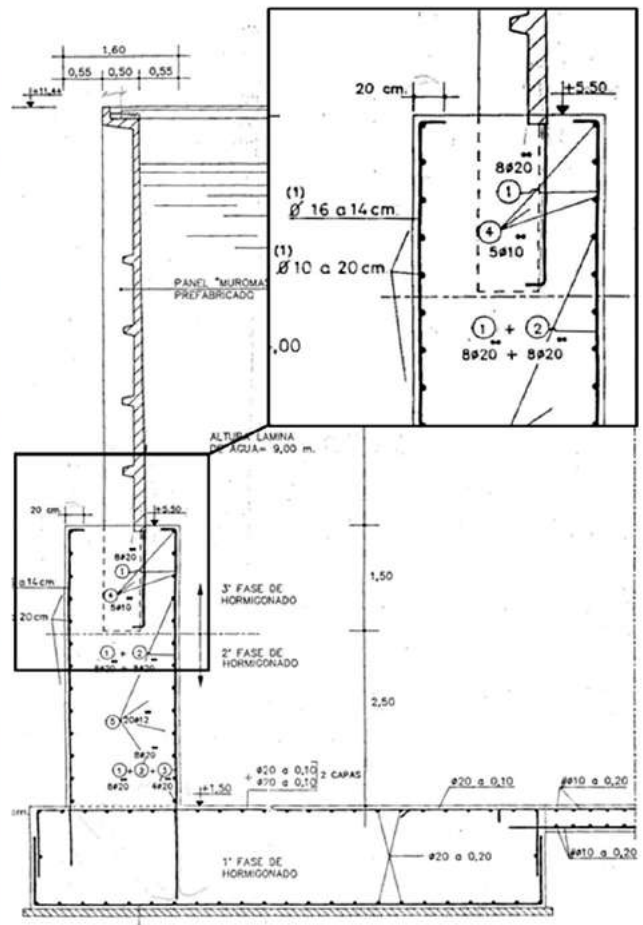
Podría plantearse la posibilidad de reducir la sollicitación en los tirantes horizontales con un esquema como el mostrado en la figura 24, y que estos sean absorbidos por la resistencia a tracción del hormigón. Sin embargo, esta hipótesis no es admitida por la normativa vigente, a lo que debe añadirse la discontinuidad entre el hormigón prefabricado y el *in situ*, que anula cualquier capacidad a tracción en el hormigón en la zona de contacto.

Esta circunstancia hace que no se pueda justificar la existencia de un mecanismo resistente seguro que garantice el funcionamiento de la conexión entre los paneles prefabricados y el muro de hormigón armado.

Otra solución similar es la indicada en la figura 25, donde los nervios de paneles de contención del depósito apoyan directamente sobre la armadura inferior de la cimentación, mientras que las armaduras del panel quedan envueltas por el



a



b

Figura 23. Sección y vista exterior de un depósito resuelto con paneles prefabricados.

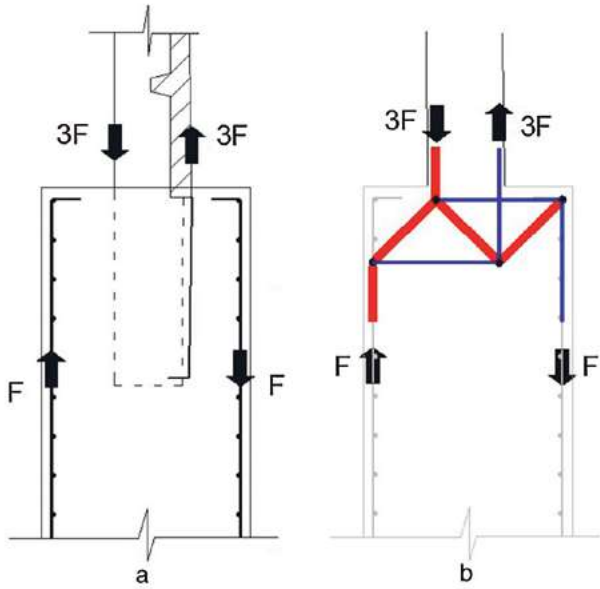


Figura 24. Esquemas de modelos de bielas y tirantes aplicables para la conexión entre paneles prefabricados y muros de hormigón armado.



Figura 25. Configuración de apoyo de un panel prefabricado en la cimentación.

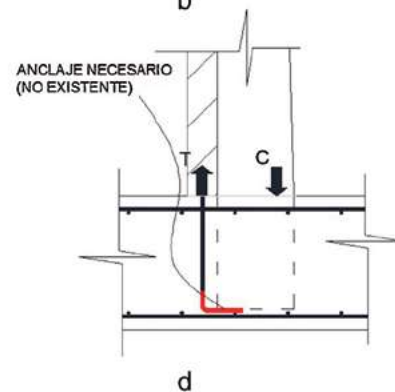
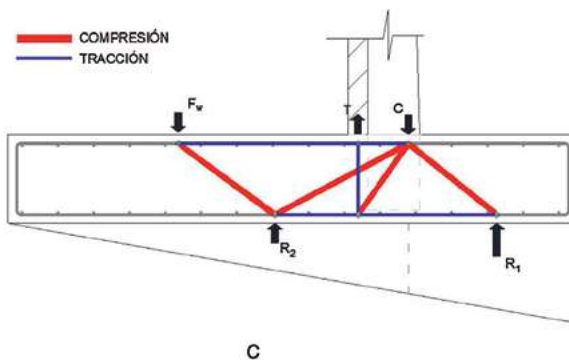
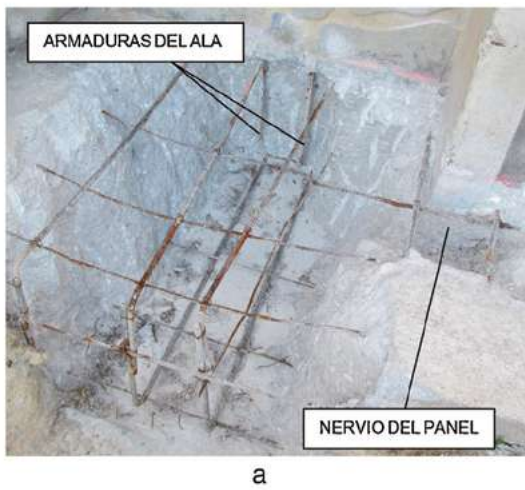


Figura 26. Esquema de bielas y tirantes aplicable en la conexión.

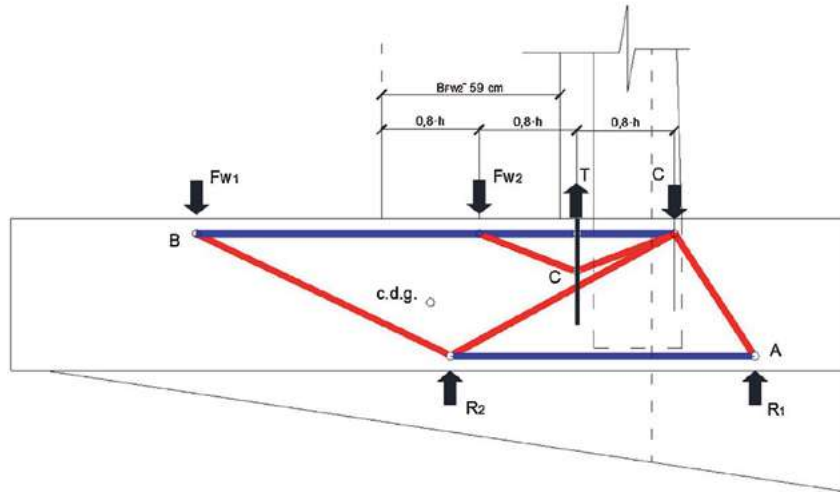


Figura 27. Esquema de bielas y tirantes alternativo.

hormigón de la zapata, con un anclaje en prolongación recta sin alcanzar la posición de la armadura inferior.

Al tratar la conexión al igual que en el caso anterior como una región de discontinuidad, el esquema de bielas y tirantes habitual se muestra en la figura 26. En este caso la armadura vertical del panel no queda solapada con la armadura inferior de la zapata, por lo que no puede movilizarse la biela de compresión en el nudo y no existe equilibrio interno. Ante la ausencia de solape, el esquema habitual no es aplicable.

Existen otros sistemas compatibles con la configuración de armado existente, uno de los cuales se muestra en la figura 27. En este caso, las fuerzas de tracción (T) en las barras del panel se han intentado equilibrar con parte de la fuerza hidrostática del agua (F_{w2}), pero la propia geometría de la zapata limita la máxima fuerza F_{w2} que puede desarrollarse. Con este es-



Figura 28. Descantillado en paneles de fachada por tensiones localizadas.

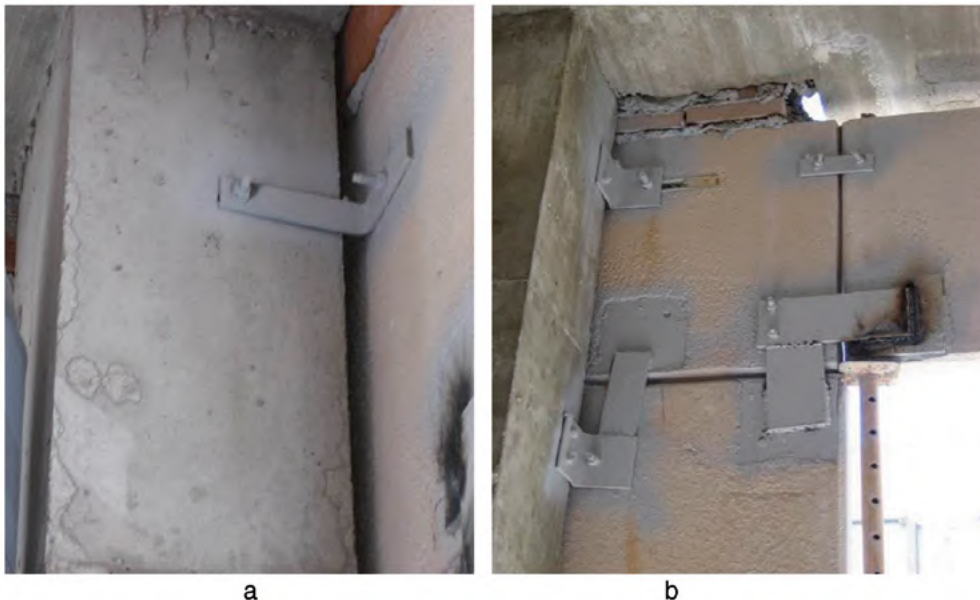


Figura 29. Soluciones «improvisadas» en la conexión del cerramiento a la estructura principal.

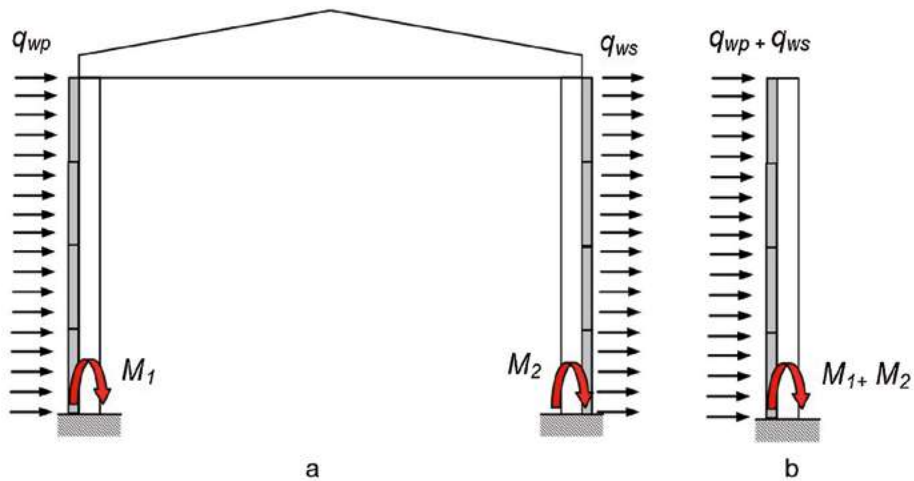


Figura 30. Influencia de las fases constructivas en los esfuerzos sobre la estructura.



Figura 31. Nave en construcción con elementos prefabricados.

quema, la altura máxima de agua debería limitarse considerablemente (en torno a un tercio de la originalmente prevista), limitando por tanto la funcionalidad del depósito.

4. CERRAMIENTOS

La mayoría de los edificios industriales construidos con estructura prefabricada también disponen de cerramientos prefabricados. Su uso, al igual que los elementos estructurales, está muy extendido, y por ello deben tenerse en cuenta algunos aspectos que los convierten en elementos críticos si no se estudian detalladamente.

El montaje de los cerramientos permite diversas alternativas, si bien suelen emplearse paneles horizontales dispuestos

unos sobre otros, simplemente apoyados a hueso. Este tipo de apoyos está teóricamente diseñado para soportar las cargas lineales del peso propio del cerramiento, pero las tolerancias en la fabricación y montaje de los paneles suele dar lugar a que el apoyo entre elementos no sea uniforme, existiendo puntos con irregularidades geométricas donde se producen tensiones localizadas.

Un ejemplo de esta situación se muestra en la [figura 28](#), donde se observa el descantillado de un panel como consecuencia de las sobresolicitaciones producidas en los puntos de uno de los huecos de fachada.

Los paneles de cerramiento, en la mayoría de los casos, únicamente tienen que soportar su propio peso (paneles autoportantes) y las acciones horizontales (viento, sismo), las cuales deben ser transmitidas a la estructura principal. Por ello es necesaria una definición detallada de los elementos de co-

nexión entre los cerramientos y los elementos de la estructura. Esta definición en muchos casos no es especialmente rigurosa o incluso se omite, al tratarse de elementos teóricamente secundarios que no se tratan con la importancia que se requiere. Esta situación produce, en multitud de ocasiones, soluciones improvisadas durante la ejecución que se resuelven en obra por personal no cualificado y que finalmente suelen resultar deficientes y completamente ineficaces, como se muestra en la [figura 29](#).

La secuencia en la ejecución de los paneles del cerramiento es otro de los factores que no suele especificarse en los proyectos y que, mal planteada a nivel de ejecución, puede dar lugar a consecuencias graves. En la [figura 30a](#) se muestra la situación nominal para el dimensionamiento de los soportes de una estructura prefabricada, donde las vigas de cubierta conectan los pilares, que están sometidos a los esfuerzos axiales transmitidos por las vigas y a los momentos asociados a las acciones de viento, que se reparten entre los soportes existentes en el pórtico. El caso de la [figura 30b](#), así como el la [figura 31](#), representan la situación donde primero se disponen los paneles del cerramiento sin que se hayan conectado los pilares a través del dintel. Como se observa en este segundo caso, los momentos que tiene que absorber el pilar en su base son netamente mayores a la situación final y apenas existen esfuerzos de compresión, por lo que las sollicitaciones durante la etapa de montaje son mayores a las que se producen en condiciones nominales.

5. Conclusiones

En el presente trabajo se han expuesto algunos ejemplos de patologías comunes en construcciones resueltas con elementos prefabricados de hormigón. De acuerdo a los ejemplos tratados, este tipo de construcciones se caracterizan por el carácter isostático de su estructura, donde destaca la ausencia en muchos casos de mecanismos auxiliares (arriostramientos, fijaciones, anclajes, etc.) que garanticen su estabilidad frente a acciones de carácter extraordinario (acciones climáticas, sismo, impactos, acciones durante el montaje), acciones que generalmente no han sido tenidas en cuenta en cálculo.

Si a esta situación se le añade, como en muchas ocasiones se produce, una infravaloración de las tolerancias de ejecución y montaje durante la fase de proyecto y un estudio insuficien-

te de los detalles constructivos, principalmente en las uniones, suelen presentarse soluciones improvisadas durante la ejecución y de dudosa capacidad resistente, que convierten a este tipo de construcciones en muy vulnerables e inseguras.

Por consiguiente, y con el objeto de evitar nuevos siniestros, debería plantearse la introducción de sistemas auxiliares o mecanismos que sean capaces de aumentar la robustez de estas estructuras, especialmente en sus uniones, ya que tanto las exigencias de la normativa vigente como los procedimientos de calidad y control que se están aplicando (materiales, proyecto y ejecución) no están resultando eficaces según el número creciente de siniestros que se está produciendo.

Medidas tan elementales como el dibujo a escala de la unión, acotando las medidas reales de cada elemento, las entregas mínimas normativas, los radios de doblado y los valores del recubrimiento, demostrarían que muchas de las geometrías con las que se resuelven estos detalles son en realidad inviables.

Bibliografía

- [1] Ministerio de Fomento, EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural, 2.a ed., Ministerio de Fomento, Madrid, 2009.
- [2] Comité Europeo de Normalización (CEN), UNE EN 1992-1-1. Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para edificación, CEN, Bruselas, 2004.
- [3] J. Calavera Ruiz, Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón en masa, armado y pretensado, 2.a ed., INTEMAC, Madrid, 2008.

Bibliografía recomendada

Asociación Científico Técnica del Hormigón Estructural, Recomendaciones para el proyecto, ejecución y montaje de elementos prefabricados, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 2004.

Comité Europeo de Normalización (CEN), UNE EN 1992-3. Proyecto de estructuras de hormigón. Depósitos estructuras de contención, CEN, Bruselas, 2006.

A. García Meseguer, Cabré F. Moran, J.C. Arroyo Portero, Jimenez Montoya Hormigón Armado, 15.a ed., Gustavo Gili, Barcelona, 2009.

H.E. Nilsson, A. Losberg, Reinforced concrete corners and joints subjected to bending moment, Proceedings of the American Society of Civil Engineers 102 (ST6) (1976).

Ruiz J. Calavera, Gomez J. Fernandez, Prefabricación de edificios y naves industriales, INTEMAC, Madrid, 2001.

La doble célula triangular: mejora sustancial de la resistencia a carga concentrada transversal en puentes empujados

The bottom triangular cell: A significant improvement for patch loading resistance in launched bridges

Tomás Ripa Alonso

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, LRA Infrastructures Consulting, Socio Director, Madrid, España

Recibido el 12 de junio de 2017; aceptado el 15 de junio de 2017

RESUMEN

Este artículo presenta la mejora resistente frente a carga concentrada transversal que aporta una célula triangular acoplada al ala inferior, a modo de nervio de rigidez. Los análisis con un modelo híbrido de elementos finitos permiten identificar el mecanismo de resistencia local y el mecanismo adicional de contribución de los rigidizadores por flexión del nervio. Se propone un modelo de cálculo que cuantifica esta mejora, solventando la insuficiencia que presenta la vigente formulación normativa. Las conclusiones se aplican a un caso real, consistente en diseñar el empuje del viaducto del río Sava en Croacia, suprimiendo toda la rigidización longitudinal.

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

PALABRAS CLAVE: Carga concentrada transversal; Puentes empujados; Célula triangular

ABSTRACT

This paper deals with the improvement in patch loading resistance achieved by a bottom triangular cell attached to a T-shaped girder flange. The analyses performed with hybrid non-linear finite element models reveal two resistant mechanisms: web resistance and an additional contribution of vertical stiffeners induced by the bottom cell stiffness. A numerical model is proposed for evaluating the contribution of vertical stiffeners to patch loading resistance, in order to improve present formulation deficiency. The conclusions are applied to a real case design of a launched bridge, the viaduct across river Sava in Croatia, eliminating all longitudinal web stiffeners.

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

KEYWORDS: Patch loading; Launched bridges; Bottom triangular cell

I INTRODUCCIÓN

La construcción del tablero mediante empuje es un método constructivo ampliamente utilizado tanto en tableros de hormigón como, en especial, metálicos y mixtos, dado el reducido peso y flexibilidad de la subsección metálica. En este caso, sin embargo, un aspecto crítico que debe ser tenido en cuenta es la introducción localizada de la reacción de los patines de empuje directamente sobre el alma. Este tipo de aplicación de carga se denomina «carga concentrada transversal» y es un estado límite último específico de las estructuras con almas metálicas.

Por tanto, resulta de gran importancia evaluar la resistencia frente a carga concentrada transversal de la forma más afinada posible, dado que el diseño completo del puente, en particular los espesores de alma y la separación entre rigidizadores verticales, puede verse condicionado por la fase de empuje.

En Europa y Estados Unidos es frecuente el diseño de puentes metálicos y mixtos con abundante rigidización longitudinal en el alma. En contraposición con este diseño, las secciones bijnáca buscan la simplicidad de diseño que se aprecia en la [figura 1](#), que corresponde a la subsección metálica del viaducto mixto de Alta Velocidad sobre el Arroyo de las Piedras, carente de toda rigidización longitudinal, con células triangulares inferior y superior para incrementar la resistencia a flexión

Correo electrónico: tomasripa@lraingenieria.es

<http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2017.06.002>

0439-5689/© 2019 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

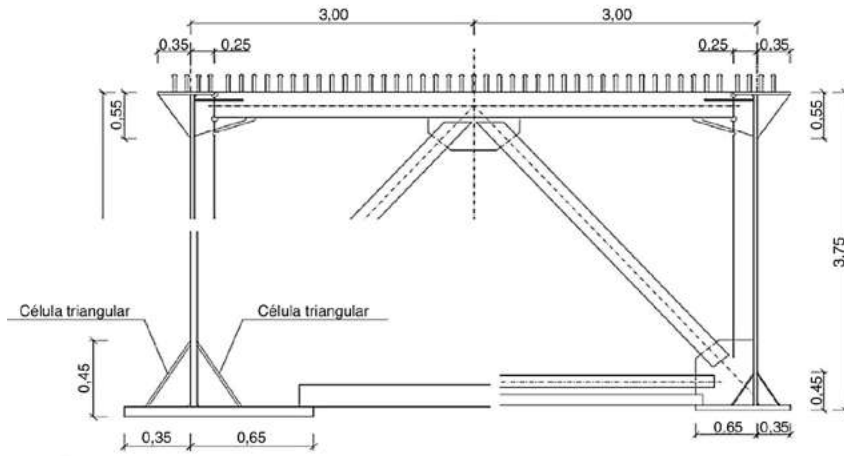


Figura 1. Viaducto mixto de Alta Velocidad sobre el Arroyo de las Piedras. Sección bijácena.

de la sección. En este artículo se analiza la mejora resistente frente a carga concentrada transversal que aporta una célula triangular acoplada al ala inferior, a modo de nervio de rigidez.

2 FORMULACIÓN NORMATIVA PARA EL CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A CARGA CONCENTRADA TRANSVERSAL

La vigente norma española de acero estructural EA-E [1] y el Eurocódigo 3 EN1993-1-5 [2] utilizan una formulación basada en el modelo de cálculo propuesto por Lagerqvist [3]. La resistencia a carga concentrada transversal se calcula como la resistencia plástica reducida por una función de resistencia, que depende del parámetro de esbeltez del panel y que tiene en cuenta la reducción en la resistencia debida a la inestabilidad transversal del alma.

$$F_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{M1}} F_y \chi(\bar{\lambda}) = \frac{1}{\gamma_{M1}} f_{yw} t_w l_y \chi(\bar{\lambda}) \quad (1)$$

La resistencia plástica se calcula según el modelo de colapso de cuatro rótulas plásticas en el ala propuesto por Lagerqvist (fig. 2):

$$F_y = f_{yw} t_w l_y \quad \text{donde} \quad l_y = \left(ss' + 2 \sqrt{\frac{2(M_t + M_o)}{f_{yw} t_w}} \right) \leq a \quad (2)$$

La resistencia plástica F_y es el producto de la tensión de plasticación del alma f_{yw} por el espesor del alma t_w y por la longitud de alma resistente l_y (limitada a la separación entre rigidizadores a). l_y es proporcional a la longitud de introducción de la carga (patín más difusión en el ala, es decir, $ss' = ss + 2t_f$) y a la rigidez del ala cargada, dada por sus momentos plásticos. La formulación de EA-E y de Eurocódigo 3 particularizan los momentos plásticos a los de una sección rectangular, correspondiente a la chapa del ala, pero en nuestro caso utilizaremos la expresión general (2).

La función de resistencia, por su parte, tiene en cuenta la reducción de la resistencia plástica debido a la inestabilidad

transversal del alma. Es, por tanto, una función decreciente de la esbeltez del panel, dada por el parámetro de esbeltez $\bar{\lambda} = \sqrt{F_y/F_{cr}}$, raíz cuadrada del cociente entre la resistencia plástica y la carga crítica de inestabilidad del panel cargado. Las funciones de resistencia se calibran empíricamente con los resultados experimentales en vigas doble T. La expresión propuesta por EA-E y Eurocódigo 3 es la dada en la ecuación (3).

$$\chi(\bar{\lambda}) = \frac{0.5}{\bar{\lambda}} \leq 1.0 \quad (3)$$

En cuanto a la carga crítica de inestabilidad, EA-E y Eurocódigo 3 proponen una expresión general dada por la ecuación (4); en nuestro caso, la obtendremos de forma «exacta» mediante un análisis de pandeo lineal con un modelo de elementos finitos.

$$F_{cr} = k_F \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \frac{t_w^3}{h_w} \quad \text{donde} \quad k_F = 6 + 2 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \quad (4)$$

El parámetro k_F se calibra con resultados de análisis de carga crítica de abolladura de modelos de elementos finitos de paneles de vigas doble T, siendo h_w la altura del alma y a la separación entre rigidizadores verticales que delimitan el panel cargado.

3 DISEÑO CON UN NERVIO DE RIGIDEZ. CUANTIFICACIÓN DE LA MEJORA RESISTENTE

Desde un punto de vista conceptual, la disposición de un nervio de rigidez mejora la resistencia frente a cargas concentradas de una viga metálica en varios aspectos. Además de permitir patines de mayor anchura sin que la flexión del ala resulte condicionante y de mejorar la introducción de la carga en el alma, al aumentar su dispersión en el canto del nervio (fig. 3), la disposición del nervio de rigidez reduce la tendencia a la inestabilidad transversal del alma. Por un lado, se reduce la esbeltez geométrica del alma al reducirse el canto del subpanel «exento» (h'_w); por otro, se incrementa sustancialmente la rigidez torsional del ala cargada, con lo queda impedido el

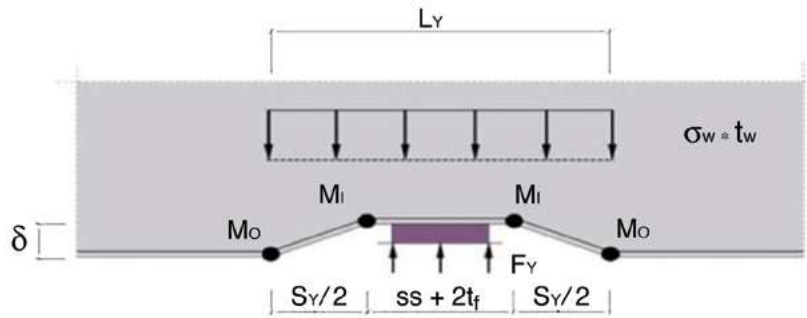


Figura 2. Mecanismo de colapso de cuatro rótulas plásticas.

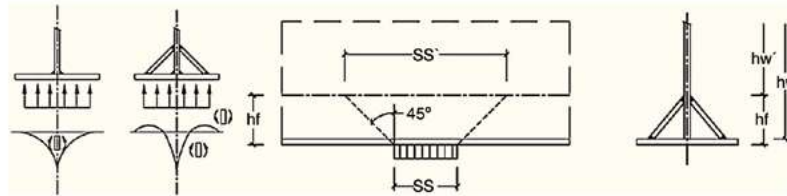


Figura 3. Mejora en la introducción de la carga que aporta un diseño con nervio de rigidez.

giro del alma fuera de su plano en la unión con el nervio. Estos dos efectos contribuyen conjuntamente a incrementar la carga crítica de abolladura transversal del alma. Además, la rigidez a flexión del nervio contribuye a aumentar dicha dispersión longitudinal de carga y, consecuentemente, la resistencia a carga concentrada.

Hasta este punto, las mejoras en la resistencia derivadas de la disposición de un nervio de rigidez cabría calificarlas de incrementos de magnitud de factores conocidos del mecanismo resistente de vigas doble T. Sin que estas mejoras resulten en absoluto desdeñables, cabría señalar como principal aportación de un nervio de rigidez la generación de un mecanismo resistente adicional, complementario a la resistencia intrínseca del alma a cargas localizadas. Puede enunciarse como el mecanismo de flexión longitudinal del nervio entre rigidizadores verticales. El nervio de rigidez, como elemento en flexión longitudinal, trabaja como viga continua apoyada sobre los rigidizadores verticales y, de esta forma, parte de la carga localizada no llega nunca a solicitar al alma, sino que es transmitida directamente a los rigidizadores verticales a través del mecanismo de flexión tipo viga del nervio. La resistencia frente a carga concentrada deja de ser un efecto eminentemente localizado, en el que los rigidizadores verticales son una mera condición de contorno que limita la esbeltez del panel, sin una influencia más directa en la magnitud de la resistencia a cargas localizadas. Los rigidizadores verticales adquieren ahora una notable relevancia ya que, en función de la relación entre la rigidez del nervio y la separación entre rigidizadores, contribuirán a resistir una fracción significativa de la carga aplicada.

3.1. Cuantificación de la mejora resistente

Para cuantificar la mejora resistente que aporta un nervio de rigidez se realizan análisis mediante un modelo de elementos finitos, incluyendo no linealidad constitutiva y geométrica, comparando la resistencia de una viga con sección doble T con la equivalente añadiéndole un nervio de rigidez constituido por una célula triangular inferior. Se utiliza para los análisis

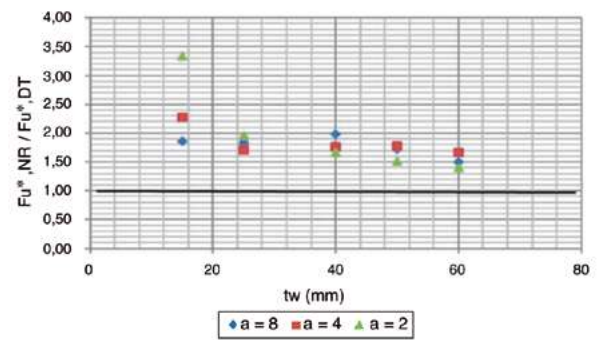


Figura 4. Mejora en la introducción de la carga que aporta un diseño con nervio de rigidez.

un caso real de viga de puente, correspondiente al viaducto mixto sobre el Arroyo de las Piedras (fig. 1). Se realiza una batería de análisis en los que se varía el espesor de alma desde 15 hasta 60 mm y separación de rigidizadores de 8, 4 y 2 m. El ala de la viga doble T y el nervio de rigidez se modelizan con elementos tipo viga no lineales, con una modelización híbrida de elementos placa y elementos viga ya empleada por Granath [4]. Los rigidizadores verticales se modelizan como vinculaciones cinemáticas rígidas en el grado de libertad «vertical», correspondiente a la rigidez axial del rigidizador.

En la figura 4 se representa la ganancia de resistencia, dada por el cociente de resistencias últimas de la viga con nervio de rigidez ($F_{u,NR}^*$) frente a la viga doble T ($F_{u,DT}^*$), para todos los casos analizados. El asterisco en la resistencia última indica que esta se ha corregido mediante la fórmula de interacción entre carga concentrada transversal y flexión propuesta por el Eurocódigo 3 para descontar el efecto de la flexión concomitante.

Al incorporar el nervio, el incremento de resistencia es muy importante, mayor cuanto más esbelta es el alma y más se aproximan los rigidizadores. La ganancia resistente oscila entre incrementos del orden del 50% en las almas más compactas

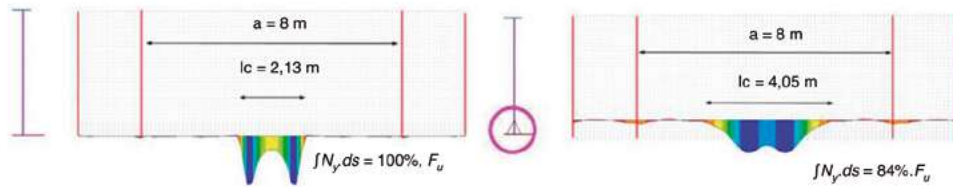


Figura 5. Comparación de las compresiones transmitidas al alma en la viga doble T y con nervio de rigidez.

hasta incrementos superiores al 100% en las más esbeltas. Esta conclusión es muy relevante. En las líneas de investigación más recientes de resistencia con rigidizadores longitudinales se alcanzan mejoras resistentes de hasta el 20% si el rigidizador se sitúa en su ordenada óptima, tan próxima al ala que puede no ser factible su ejecución. Con un diseño tan simple de ejecución como un nervio de rigidez alcanzamos una mejora resistente que llega a duplicar la de la viga doble T.

La comparación de la distribución de compresiones verticales en el alma (fig. 5) demuestra que la inclusión del nervio de rigidez incrementa la dispersión longitudinal de la carga. La integral de compresiones equivale al 100% de la carga aplicada en el caso de la viga doble T, pero en el caso de la viga con nervio de rigidez parte de la carga aplicada se traslada por flexión en el nervio hasta los rigidizadores verticales sin llegar a solicitar a compresión el alma.

La modelización del ala y nervio con elementos tipo viga permite obtener las leyes de esfuerzos flectores y cortantes en estos elementos por el mecanismo de resistencia a carga concentrada transversal, una vez descontados los esfuerzos parciales elásticos en la subsección ala o nervio debidos a la flexión general de la viga. Observando la distribución de momentos flectores (tanto la representada para viga con nervio de rigidez [fig. 6] como la que resulta para la viga doble T), aparecen sendos extremos negativos en los bordes del patín de introducción de la carga y sendos extremos próximos a flexión positiva, en clara correspondencia con el mecanismo de colapso de cuatro rótulas plásticas propuesto por Lagerqvist.

La observación conjunta de las compresiones en el alma y de la ley de esfuerzos cortantes en el nervio demuestra claramente la contribución de este a la resistencia. Con rigidizadores muy separados, la resistencia se debe, fundamentalmente, a compresiones en el alma. Cuando los rigidizadores se aproximan a 4 m se aprecia un incremento de la contribución del mecanismo de flexión del nervio, puenteando más fracción de carga directamente a los rigidizadores, observable en el cambio de pendiente de la ley de compresiones y el mayor salto de la ley de cortantes en el rigidizador; por último, cuando los rigidizadores se aproximan hasta 2 m, la longitud de alma comprimida queda claramente limitada a la separación entre rigidizadores. Se observa un salto acusado de la ley de cortantes, que evidencia que los rigidizadores se llevan una parte importante de la carga por el hecho de que la longitud de alma comprimida se encaje entre los rigidizadores

4 MODELO PROPUESTO

Así pues, se identifican claramente dos componentes en la resistencia que denominamos *resistencia local o del alma y contri-*

bución de los rigidizadores. La componente de resistencia local se debe a las compresiones verticales en el alma, cuya integral equilibra parte de la carga aplicada. La contribución de los rigidizadores se debe o bien a la flexión longitudinal del nervio, que es capaz de trasladar directamente hasta ellos parte de la carga aplicada, o bien al hecho de que los rigidizadores se sitúan más próximos que la longitud de alma comprimida, interactuando directamente en el mecanismo de resistencia local.

Se comprueba también que las vigas doble T presentan únicamente la componente de resistencia local. La rigidez del ala exenta es muy inferior a la del nervio y no es significativa la carga que es capaz de trasladar, como elemento en flexión, hasta los rigidizadores. No es frecuente que los rigidizadores se dispongan tan próximos como para situarse dentro de la longitud de alma comprimida, por lo que la contribución de estos por interacción con el mecanismo local, aunque pudiera darse en vigas doble T, es ciertamente un caso excepcional.

La formulación vigente de EA-E y Eurocódigo 3 predice adecuadamente la componente de resistencia del alma (única que presentan las vigas doble T), pero no contempla la componente que aportan los rigidizadores en las vigas con nervio de rigidez, lo cual minusvalora las resistencias calculadas e induce a resultados anómalos en los casos en que los rigidizadores se sitúan más próximos que la longitud de alma resistente [5]. Proponemos entonces la mejora de la formulación vigente añadiendo la componente de contribución de los rigidizadores [6].

4.1. Caso $l_y \geq a$

La resistencia plástica para el caso $l_y \geq a$ se calcula como suma de la resistencia plástica del alma con la limitación $l_y = a$, más la contribución de resistencia plástica de los rigidizadores necesaria para encajar la longitud de alma resistente en la separación entre rigidizadores $F_{ys|l_y=a}$:

$$F_{y|l_y \geq a} = f_{yw} t_w a + 2 F_{ys|l_y=a} \quad (5)$$

La contribución de los rigidizadores en el caso $l_y \geq a$ se modeliza mediante un mecanismo de colapso de cuatro rótulas plásticas que incluye la resistencia plástica del rigidizador (fig. 7). La formulación derivada de este mecanismo de colapso resulta en una expresión de la longitud de alma resistente que tiende a la separación entre rigidizadores a medida que aumenta la resistencia plástica del rigidizador y que, tras la debida manipulación matemática, resulta:

$$F_{ys|l_y=a} = \frac{M_{pi} + M_{po}}{b} - \frac{f_{yw} t_w b}{2} - 15 t_w \sqrt{\frac{235 \cdot 10^3}{f_{yw}}} f_{yw} t_w \quad (6)$$

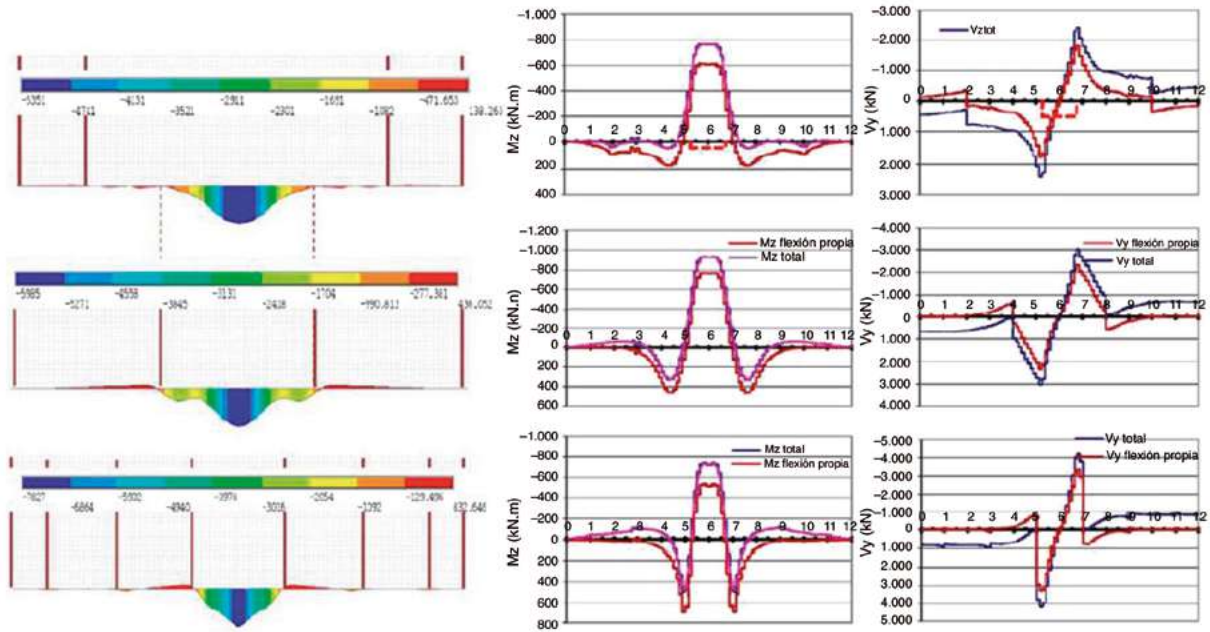


Figura 6. Esfuerzos flector y cortante en el nervio de rigidez para alma de 25 mm y separación de rigidizadores de 8, 4 y 2 m.

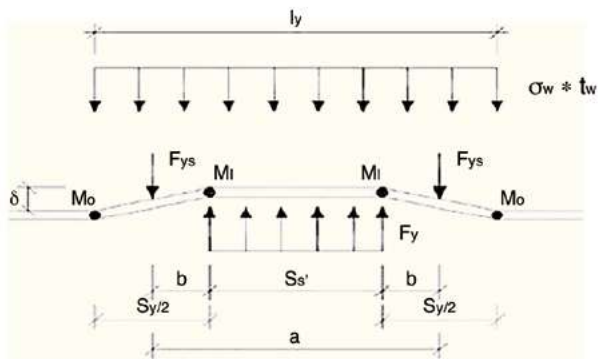


Figura 7. Modelo mecánico de colapso para el caso $l_y > a$, considerando la contribución a la resistencia plástica del rigidizador F_{ys} .

Por último, la resistencia calculada se obtiene con la función de resistencia propuesta por la EA-E:

$$F_{Rd} = \chi(\bar{\lambda}) F_{yI_y} \geq a \quad (7)$$

4.2. Caso $l_y < a$

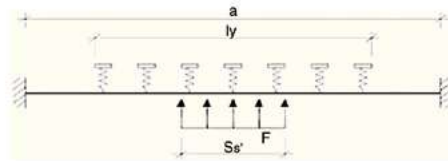
Cuando los rigidizadores están más separados que la longitud de alma resistente ($l_y < a$) reciben carga a través del mecanismo de flexión longitudinal del nervio. Para que este mecanismo sea eficaz es necesario que el nervio tenga una rigidez suficiente en relación con la rigidez tipo membrana del alma como lecho que lo sustenta. El ala aislada tiene una rigidez insuficiente, por lo que la contribución de este mecanismo a la resistencia en las vigas doble T es despreciable, mientras que en el caso de viga con nervio de rigidez la contribución solo se produce para las almas más delgadas y con una separación de rigidizadores razonable.

La contribución de los rigidizadores a través del mecanismo de flexión longitudinal del nervio puede analizarse mediante un modelo mecánico de viga sobre lecho elástico como el que se muestra en la figura 8. El nervio de rigidez se asimila a una viga biempotrada entre rigidizadores, de luz a , sobre un lecho elástico cuya rigidez es el coeficiente de reacción del alma (equivalente al coeficiente de balasto de Winkler) por el espesor del alma. El coeficiente de reacción elástica del alma ($C_w t_w$)_{ap} se calcula asimilando la distribución de compresiones en el alma a una ley lineal en una altura igual a medio canto del alma, reducido por la función de resistencia, para tener en cuenta la pérdida de rigidez por abolladura. La longitud a la que se extiende el lecho elástico es igual a la longitud de alma resistente ($l_{cw} = l_y$).

Este modelo permite obtener la fracción de carga aplicada V_y/F que se transmite al empotramiento del modelo de viga sobre lecho elástico, y que sirve para evaluar la componente de carga aplicada que se transmite a los rigidizadores por flexión longitudinal del nervio. La resistencia total a carga concentrada se evalúa entonces como suma de la resistencia del alma, que puede aproximarse a la resistencia total calculada con la vigente formulación de EA-E, más la contribución de los rigidizadores a través de la flexión longitudinal del nervio y del cortante parcial que traslada el nervio en la flexión general de tipo viga. Se proponen así las siguientes ecuaciones para evaluar la resistencia, considerando la contribución de los rigidizadores en el caso $l_y < a$:

$$F_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{M1}} \left(F_{Rd,w} + F_{Rd,s} + \sum V_1 \right) \quad (8)$$

$$\begin{cases} F_{Rd,w} = \chi(\bar{\lambda}) f_{yw} l_y t_w \\ F_{Rd,s} = \left(\frac{V_y}{F} \right) F_{Rd} \\ \sum V_1 = \left(\frac{I_1}{I} + \frac{B_1 \gamma_{sup,1}}{I} \right) F_{Rd} \end{cases} \quad (9)$$



$$(C_w t_w)_{op} = \left(\frac{4 \cdot E}{h_w} \cdot t_w \right) \chi(\bar{\lambda})$$

Figura 8. Modelo mecánico para la contribución de los rigidizadores. Caso $l_y < a$.

que da lugar a la siguiente expresión cerrada para la resistencia:

$$F_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{M1}} \frac{1}{1 - \frac{1}{\gamma_{M1}} \left(\frac{V_y}{F} \right) - \frac{1}{\gamma_{M1}} \left(\frac{I_1}{I} + \frac{B_{1,y, sup,1}}{I} \right)} \chi(\bar{\lambda}) f_{yw} l_y t_w \quad (10)$$

5. APLICACIÓN AL DISEÑO DE PUENTES

El modelo de cálculo propuesto se aplica a la comprobación del empuje del viaducto sobre el río Sava, con chapas principales muy esbeltas y abundante rigidización longitudinal, y nos planteamos suprimir toda esta rigidización (fig. 9), incluyendo una célula triangular como nervio de rigidez. Obviamente, el dimensionamiento a cortante de las almas a cortante resulta en un incremento de espesores frente a las almas originales rigidizadas. Cuando analizamos la resistencia frente a carga concentrada transversal de la sección de cuartos de luz en un vano lateral de 85 m, como viga doble T, con un espesor de alma de 18 mm y una separación de 5 m entre rigidizadores verticales, se requiere incrementar el espesor de alma a 20 mm (tabla 1). La resistencia se evalúa con la formulación vigente de EA-E ecuación [1].

Si añadimos un nervio de rigidez formado por una célula triangular metálica (fig. 9), la longitud de alma resistente se incrementa notablemente ($l_y = 4.89$ m) gracias a la rigidez que aporta el nervio. Como resulta inferior a la separación entre

rigidizadores verticales ($a = 5$ m), la resistencia se calcula con la expresión (10). Los resultados se muestran en la tabla 2.

Vemos la gran eficacia del nervio de rigidez para incrementar la resistencia sobre la de viga doble T. La simple disposición del nervio aumenta la contribución a la resistencia del alma por la mayor longitud de alma resistente que es capaz de movilizar la rigidez del nervio. La resistencia total asciende a 6896 kN con alma de 18 mm, el doble de la resistencia alcanzada por la viga doble T con ala exenta y alma de 20 mm. Con el nervio de rigidez no es necesario incrementar el espesor del alma por la situación constructiva de empuje.

Cuando pasamos a analizar el vano central de 130 m de luz, la sección a cuartos de la luz, con alma de 22 mm y separación de 4 m entre rigidizadores verticales, tiene una resistencia a carga concentrada insuficiente durante el empuje. Con la formulación vigente aplicada a la viga doble T, ni el incremento de la longitud de patín desde 1.5 hasta 2.5 m ni la aproximación de rigidizadores a 3 y 2 m son suficientes para la resistencia requerida. Solo el incremento de espesor del alma se demuestra la forma más eficaz y, de hecho, la única capaz de incrementar la resistencia hasta la requerida. Recalquemos, no obstante, lo que ello implica en el dimensionamiento, puesto que es preciso incrementar de forma general todo el espesor de alma de las secciones centrales del vano, a partir de las secciones de cuarto de luz, desde los 22 mm requeridos por la resistencia a cortante hasta los 26 mm requeridos por la resistencia a carga concentrada transversal, es decir, un incremento en peso de acero principal del 18%.

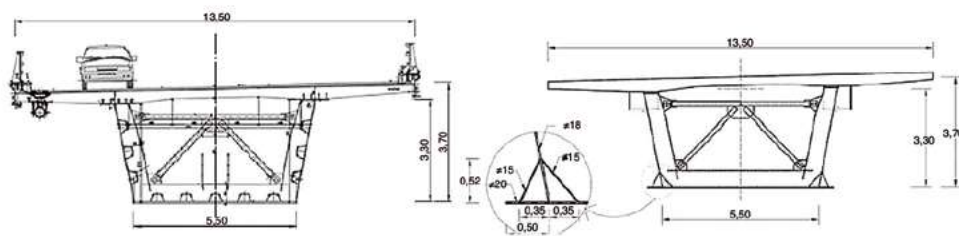


Figura 9. Sección transversal del viaducto sobre el río Sava. Sección inicial con rigidización longitudinal y sección rediseñada, sin rigidizadores longitudinales.

TABLA 1

Resultados de resistencia a carga concentrada de la sección doble T

Vano	Sección	a (m)	h_w (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	ss (m)	l_y (m)	F_{Rd} (kN)	F_{Ed} (kN)
L = 85 m	L/4	5	3.300	18	20	1.5	2.48	2743	3227
L = 85 m	L/4	5	3.300	20	20	1.5	2.48	3387	3227

TABLA 2

Resultados de resistencia a carga concentrada de la sección con nervio de rigidez. $l_y < a$						
t_w (mm)	l_y (m)	a (m)	$F_{Rd,w}$ (kN)	V_y/F (-)	$\frac{I_1+B_1y_{sup,1}}{I}$ (-)	F_{Rd} (kN)
18	4.89	5.0	6165	0.100	0.106	6896

TABLA 3

Resultados de resistencia a carga concentrada de la sección con nervio de rigidez. $l_y \geq a$					
t_w (mm)	l_y (m)	a (m)	$F_{y l_y \geq a}$ (kN)	$\chi(\bar{\lambda})$ (-)	F_{Rd} (kN)
22	4.66	4.0	33416	0.268	8141

Si, por el contrario, optamos por añadir un nervio de rigidez debemos evaluar la resistencia teniendo en cuenta la contribución de los rigidizadores. La longitud de alma resistente, de 4.66 m, es mayor que la separación entre rigidizadores. Así pues, empleamos la formulación propuesta para el caso $l_y \geq a$ (ecuación [5]), añadiendo la contribución de los rigidizadores a la resistencia plástica (tabla 3). La resistencia obtenida, del orden de 8000 kN con alma de 22 mm, superior a la sollicitación de cálculo, es del orden del doble de la que se obtiene en la viga doble T exenta para ese espesor de alma. De nuevo, el nervio de rigidez permite una resistencia suficiente a carga concentrada transversal sin incrementar el espesor de alma dimensionado por cortante.

6. CONCLUSIONES

Podemos concluir entonces que un nervio de rigidez mejora sustancialmente la resistencia a carga concentrada transversal. La mejora se debe a la mejora de los mecanismos resistentes convencionales de la viga doble T, el mecanismo de resistencia local o contribución del alma, y a la aparición de un mecanismo resistente adicional que es de flexión del nervio entre rigidizadores.

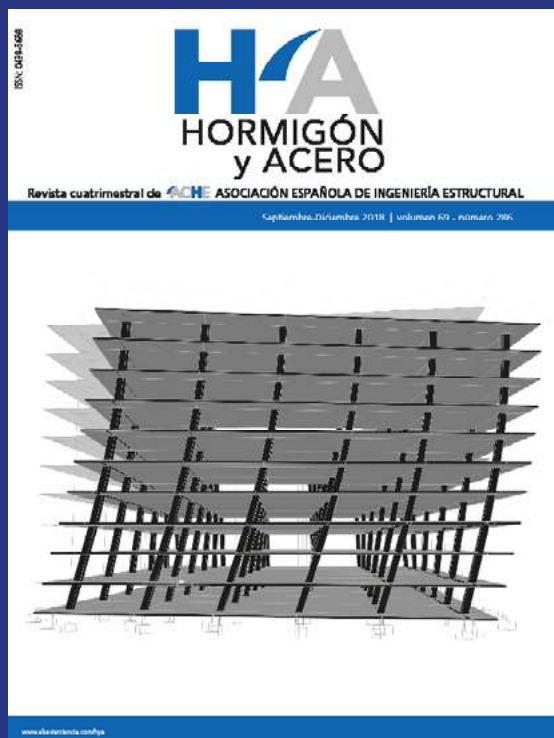
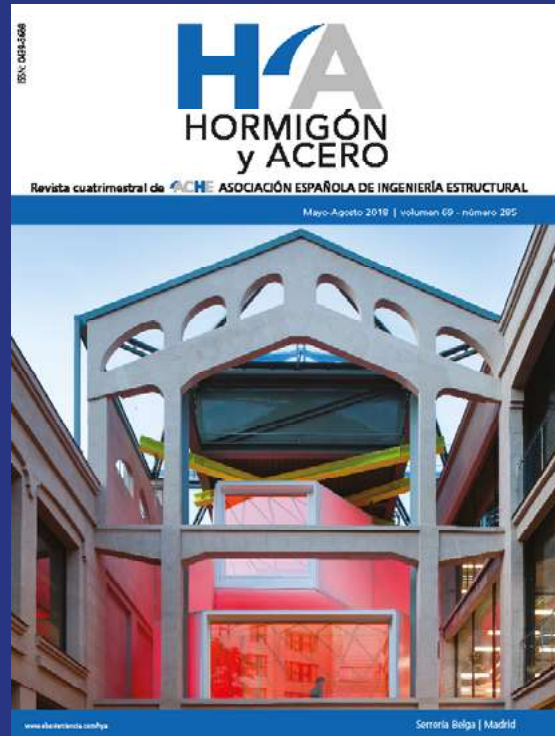
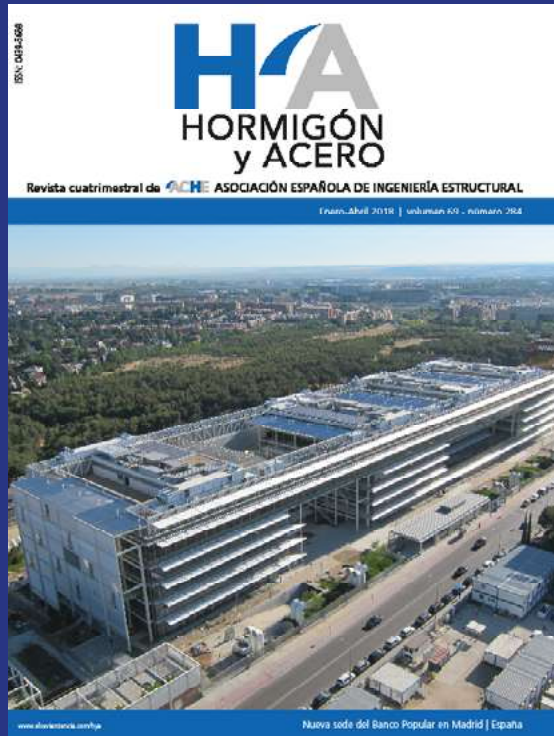
Queda patente que la limitación de la longitud de alma resistente no superior a la separación entre rigidizadores es, por sí sola, incorrecta, si no se añade la contribución directa de los rigidizadores a la resistencia. Para solventarlo se ha propuesto

una formulación que complementa y mejora la vigente, teniendo en cuenta la contribución de los rigidizadores a la resistencia plástica cuando se sitúan más próximos que la longitud de alma resistente, o su contribución por flexión longitudinal del nervio, evaluada a través de un modelo de viga sobre lecho elástico, cuando los rigidizadores están más separados que la longitud de alma resistente.

En definitiva, la inclusión de un nervio de rigidez y la formulación propuesta abren una línea de diseño diametralmente opuesta a la que nos conduce la formulación vigente. Según esta, para mejorar la resistencia a carga concentrada transversal es preciso incrementar el espesor del alma; según nuestras conclusiones, para mejorar la resistencia se potencia el nervio, no el alma.

Bibliografía

- [1] Comisión Permanente de Estructuras de Acero, Instrucción de Acero Estructural EA-E, Ministerio de Fomento, Madrid, 2012.
- [2] EN1993-1-5. Design of steel structures-Part 1-5: Plated structural elements, European Committee for Standardization, Brussels, 2006.
- [3] O. Lagerqvist, Patch Loading. resistance of steel girders subjected to concentrated forces, Tesis Doctoral, Lulea University of Technology, Suecia, 1994.
- [4] P. Granath, Serviceability limit state of I-shaped steel girders subjected to patch loading, *J Constr Steel Res.* 54 (2000) 387–408.
- [5] R. Chacón, Resistance of transversally stiffened hybrid steel plate girders to concentrated loads, Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, 2009.
- [6] T. Ripa, Resistencia a carga concentrada transversal considerando la contribución conjunta de un nervio de rigidez y de los rigidizadores verticales, Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, 2015.



Disponible en www.hormigonyacero.com

Hormigón y Acero 2019; 70(287):55-65
<https://doi.org/10.1016/j.hya.2018.04.001>

Evaluación de métodos para estimar la resistencia característica a compresión del hormigón en estructuras existentes a partir de la extracción y ensayo de testigos

Assessment of methods to estimate the characteristic concrete compressive strength in existing structures from core test results

Alejandro Fernández Domínguez* y Juan José Howland Albear

Universidad Politécnica de La Habana José Antonio Echevarría, Marianao, La Habana, Cuba

Recibido el 23 de noviembre de 2017; aceptado el 2 de abril de 2018

RESUMEN

Este trabajo está motivado por la ausencia en las normativas cubanas de un método para estimar la resistencia característica a compresión del hormigón en estructuras existentes a partir de la extracción de testigos. Se establece el estado del arte sobre el tema y se utilizan los resultados de ensayos a compresión de testigos extraídos de 15 estructuras existentes de hormigón armado, para evaluar los diversos métodos encontrados en la literatura. Los resultados evidencian una gran variación en los valores determinados por los diferentes métodos encontrados. Finalmente se efectúa la comparación entre dichos valores, se cuantifican las diferencias promedio entre los valores calculados por los diferentes métodos y se emiten criterios sobre la sensibilidad de sus resultados ante las características del lote de hormigón.

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

PALABRAS CLAVE: Resistencia característica a compresión del hormigón; Testigos

ABSTRACT

This paper is motivated because of the absence in Cuban standards of a method to estimate the characteristic concrete compressive strength in existing structures from core test results. The state of the art on the subject is established and the results of core compressive strengths of 15 reinforced concrete structures were used to assess the different methods found on the literature. The results show a large dispersion on the values obtained by the different methods. Finally a comparison of these values it's made, the average differences between the methods are quantified and a criteria about the sensitivity of the methods to the concrete batch characteristics is defined.

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

KEYWORDS: Characteristic concrete compressive strength; Concrete cores

* Autor para correspondencia.

Correos electrónicos: afernandezd@civil.cujae.edu.cu (A. Fernández Domínguez), jhalbear@civil.cujae.edu.cu (J.J. Howland Albear).

<http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2017.07.001>

0439-5689/© 2019 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

INTRODUCCIÓN

Analizar la seguridad estructural de una obra construida es mucho más complejo que en el caso de una estructura por construir, pues requiere inspecciones, ensayos y sólidos conocimientos sobre seguridad estructural [1].

En el caso de estructuras de hormigón armado, diversas razones pueden motivar el análisis de la seguridad de una estructura ya construida, y son referidas ampliamente en algunas normas relevantes como la BS 6089:2010 [2] y la BS EN 12504-1:2009 [3], así como en la literatura consultada [1].

Uno de los parámetros indispensables a evaluar en una estructura existente de hormigón armado cuya seguridad está siendo analizada es la resistencia característica a compresión del hormigón.

En una estructura construida la resistencia característica a compresión se estima a partir de la extracción y ensayo de testigos, complementada con el empleo de ensayos no destructivos como la esclerometría y el ultrasonido, que contribuyen a identificar los diferentes lotes de hormigón que pueden estar presentes en una estructura y a minimizar la cantidad de testigos a extraer.

En muchas de las normativas que abordan el tema [2,4-9], la resistencia característica a compresión del hormigón basada en la extracción de testigos es determinada de forma diferente en dependencia del motivo de la evaluación. Se presentan dos casos fundamentales: a) cuando se obtienen bajos resultados en las probetas, y b) cuando se trata de estructuras en explotación, ya sea que presentan patologías o que van a sufrir algún cambio de uso que signifique aumento de cargas, entre otras.

En Cuba existen tres normativas que rigen la evaluación de estructuras existentes de hormigón: la NC 318:2015 [10], la NC 724:2015 [11] y la NC 1109:2015 [12], todas de reciente actualización. La primera incluye lo referente al proceso de extracción de testigos, la segunda aborda los aspectos sobre el ensayo a compresión de los mismos, mientras la tercera especifica lo referente al empleo del método combinado (testigos, esclerometría y ultrasonido) para obtener un mayor tamaño de muestra. Ninguna de las tres incluye la determinación de valores característicos de resistencia a compresión, lo que obliga a los especialistas en Cuba a trabajar con valores medios cuando evalúan estructuras construidas, con el consecuente riesgo de la seguridad estructural.

Sin embargo, diversas normativas y códigos internacionales como ACI 214.4-10 [6], ACI 562-13 [8], BS EN 13791:2007 [9], BS 6089:2010 [2] y EN 1990:2002 [13] sí presentan diferentes métodos con este fin. Algunos de estos métodos han sido tratados en la literatura, evaluando y comparando sus resultados.

Steenbergen y Vervuurt [14] en 2012 comparan los valores de resistencia característica que se obtienen al emplear los métodos de la BS EN 13791:2007 [9] y la EN 1990:2002 [13], además de un método propuesto por los autores, que es una modificación de este último. El estudio se realiza en 70 losas de hormigón armado, de las que se habían extraído testigos. Los resultados arrojan que los valores obtenidos al aplicar la BS EN 13791:2007 [9] son como promedio un 15% superiores a los calculados al emplear la propuesta de método de los autores, siendo en algunos casos las diferencias de hasta un 30%.

Pucinotti [15], en 2013, toma probetas y extrae testigos de 25 lotes de hormigón pertenecientes tanto a elementos estruc-

turales ejecutados a nivel de laboratorio como pertenecientes a estructuras construidas. Empleando los resultados del ensayo a compresión de los testigos, compara los valores de resistencia característica calculados según los métodos de la EN 1990:2002 [13] y la BS EN 13791:2007 [9], además de un método propuesto por el autor como una modificación de este último. Los resultados mostraron que los valores calculados por la BS EN 13791:2007 [9] eran como promedio un 22% superiores a los calculados por la EN 1990:2002 [13] y en algunos casos las diferencias alcanzaron el 40%. Además, los valores calculados por los tres métodos mencionados son comparados con los valores de resistencia característica determinados a partir de la resistencia a compresión de las probetas. Como resultado de esta última comparación, se afirma que los valores obtenidos del método propuesto por el autor mostraron las menores diferencias con respecto a estos últimos, mientras que los métodos de la BS EN 13791:2007 [9] y la EN 1990:2002 [13] arrojaron valores mucho mayores y mucho menores, respectivamente.

Cristofaro et al. [16] emplean en su investigación los resultados de una campaña de evaluación de edificaciones existentes de hormigón armado para la prevención de riesgo sísmico en la región de Toscana, Italia, a través de ensayos destructivos (extracción de testigos) y no destructivos. Los autores determinaron, en 81 de las edificaciones evaluadas, los valores de resistencia característica a compresión empleando los métodos de la BS EN 13791:2007 [9] y la EN 1990:2002 [13]. Los resultados obtenidos manifiestan una superioridad en los valores obtenidos según la primera de un 50% como promedio sobre los calculados al aplicar la última.

En 2017, Cristofaro et al. [17] utilizan un caso de estudio de donde se extrajeron 232 testigos para comparar los valores de resistencia característica obtenidos al aplicar los métodos de las normativas BS EN 13791:2007 [9], EN 1990:2002 [13] y los propuestos por Pucinotti [15] y Steenbergen y Vervuurt [14] y comprándolo con la resistencia de diseño del hormigón y con la resistencia determinada a partir de las probetas tomadas durante el control de calidad. Los resultados evidenciaron diferencias entre los valores de resistencia característica determinados por las normativas referidas de 6 MPa como promedio. Al mismo tiempo, ambos valores resultaron conservadores respecto a los valores de resistencia obtenidos durante el control de calidad, un 18% en el caso de la EN 1990:2002 [13] y un 38% en el caso de la BS EN 13791:2007 [9].

A partir de todo lo expuesto anteriormente, puede afirmarse que la determinación de un valor de resistencia característica a compresión en estructuras construidas de hormigón constituye una problemática de investigación mundial.

Por tanto, en esta investigación se plantea como objetivo principal comparar los valores de resistencia característica obtenidos al aplicar los métodos que aparecen en las normativas europeas BS EN 13791:2007 [9], BS 6089:2010 [2] y EN 1990:2002 [13] y las norteamericanas ACI 214.4-10 [6] y ACI 562-13 [8] a casos de estudio. Los casos de estudios son 15 edificaciones construidas en La Habana y regiones aledañas durante el siglo xx, de las que se han extraído testigos en las últimas dos décadas. En primer lugar se describen los detalles principales asociados a cada uno de los métodos abordados. Luego se determinan los valores de resistencia característica a compresión en cada uno de los lotes bajo estudio. Finalmente, se comparan los resultados, se cuantifican las diferencias promedio entre los

valores calculados por los distintos métodos y se emiten criterios sobre la sensibilidad de los métodos a las características del lote de hormigón, dígame tamaño de muestra, resistencia media a compresión y dispersión en los valores.

MÉTODOS PARA ESTIMAR LA RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESIÓN EN ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS A PARTIR DE LA EXTRACCIÓN Y ENSAYO DE TESTIGOS.

En este apartado se exponen los aspectos fundamentales de los métodos encontrados en normativas europeas y norteamericanas para estimar la resistencia característica a compresión del hormigón en estructuras existentes a partir de la extracción y ensayo de testigos, y específicamente para el caso de estructuras existentes que son evaluadas ya sea por un cambio de uso que signifique aumento de cargas o por la presencia de patologías en la estructura.

Es importante acotar que, a diferencia de las normativas europeas, donde se emplea el término «resistencia característica a compresión del hormigón en la estructura», en las normativas del *American Concrete Institute* (ACI) que son abordadas en el documento [6,8] se refieren a esta como «resistencia equivalente».

A pesar de que la forma de introducir la seguridad difiere entre estos dos enfoques, ambas se refieren a un valor estimado de resistencia a compresión con un enfoque estadístico. Por tanto, con el objetivo de lograr un mejor entendimiento de este artículo, se emplea el término resistencia característica a compresión *in situ* para referirse a la resistencia característica a compresión en estructuras existentes y se denota por $f_{ck, is}$. De la misma forma, la resistencia media a compresión en estructuras existentes es referida como resistencia media a compresión *in situ* y se denotará como $f_{cm, is}$.

Métodos del ACI 214.4-10

El ACI 214.4-10 [6] «Guía para la obtención de testigos y la interpretación de resultados de resistencia a compresión» presenta dos métodos para estimar el valor de $f_{ck, is}$: el método del factor de tolerancia y método alternativo. Para el empleo de cualquiera de estos es necesario previamente determinar el valor de resistencia a compresión corregido de cada testigo ($f_{test, corr}$) (ecuación 1) aplicando los factores de corrección $F_{h/d}$

(por la esbeltez del testigo), F_{dia} (por el diámetro), F_{hum} (por el contenido de humedad) y $F_{dañ}$ (por el daño por extracción) de la tabla 1 al valor de resistencia a compresión de cada testigo (f_{test}). Posteriormente se estima la cantidad de lotes de hormigón presentes en la estructura y además se eliminan testigos con valores anómalos de resistencia a compresión en cada uno. Luego se procede a determinar el valor de la resistencia media a compresión corregida para cada lote ($f_{cm, is}$) (ecuación 2), así como su desviación estándar (S) (ecuación 3) y la desviación de los factores de corrección empleados para calcular $f_{test, corr}$ (S_a) (ecuación 4).

$$f_{test, corr} = F_{h/d} F_{dia} F_{hum} F_{dañ} f_{test} \quad (1)$$

$$f_{cm, is} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n f_{test, corr} \quad (2)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum (f_{ci} - f_{test, corr})^2}{(n-1)}} \quad (3)$$

$$S_a = f_{cm, is} \sqrt{V_{h/d}^2 + V_{dia}^2 + V_{hum}^2 + V_{dañ}^2} \quad (4)$$

Siendo n el número de testigos de cada lote. Los valores de $V_{h/d}$, V_{dia} , V_{hum} y $V_{dañ}$ aparecen en la última columna de la propia tabla 1 y corresponden a cada uno de los factores de corrección que exige la misma; estos solo deben incluirse en la ecuación 4 si el valor de su respectivo factor es distinto de la unidad. Si los testigos presentan diferentes relaciones de altura/diámetro (h/d) se aconseja de manera conservadora emplear el valor de $V_{h/d}$ correspondiente al testigo de menor h/d .

Método del factor de tolerancia

El método del factor de tolerancia fue propuesto por Hindo y Bergerstorm [19] en 1985 y establece que la resistencia característica a compresión se estima con el empleo de la ecuación 5.

$$f_{ck, is} = f_{cm, is} - \sqrt{(KS)^2 + (ZS_a)^2} \quad (5)$$

Donde los valores de K y Z se determinan a partir de las tablas 9.2 y 9.3 del ACI 214.4-10 [6] en dependencia del nivel de con-

TABLA 1

Factores de corrección a la resistencia a compresión de testigos según el ACI 214.4-10 [6] (tabla 91 de ACI 214.4-10)

Factor de corrección	Caso específico	Valor medio	Coefficiente de variación V(%)
$F_{h/d}$	Tratamiento de la ASTM C42/C42M [18]	$1 - (0,13 - af_{test}) (2 - h/d)^2$	$2,5 (2 \frac{h}{d})^2$
	Sumergido 48 h	$1 - (0,117 - af_{test}) (2 - h/d)^2$	$2,5 (2 \frac{h}{d})^2$
	Secado al aire**	$1 - (0,144 - af_{test}) (2 - h/d)^2$	$2,5 (2 \frac{h}{d})^2$
F_{dia}	2 in. (50 mm)	1,06	11,8
	4 in. (100 mm)	1,00	0,0
	6 in. (150 mm)	0,98	1,8
F_{hum}	Tratamiento de la ASTM C42/C42M [18]	1,00	2,5
	Sumergido 48 h	1,09	2,5
$F_{dañ}$		1,06	2,5

* La ASTM C42/C42M-04(4) establece un tratamiento del testigo después de extraído y hasta ser ensayado.

** Secado al aire durante 7 días a temperatura ambiente y humedad relativa menor de 60%.

*** La constante = $4,3 \cdot 10^{-4} \text{ MPa}^{-1}$.

fianza asumido y el número de testigos (n). Según los autores de este método, pueden ser empleados niveles de confianza del 75% para estructuras ordinarias, del 90% para edificios importantes y del 95% para elementos cruciales de plantas nucleares.

Método alternativo

El método alternativo fue introducido por Bartlett y MacGregor [20] en 1995. Estos investigadores planteaban que el método del factor de tolerancia resultaba demasiado conservador en la práctica, ya que los ensayos de testigos sobreestimaban la verdadera variabilidad del hormigón *in situ*; es decir, el valor de $f_{ck, is}$ calculado por la ecuación 4 resultaba muy bajo porque el valor de la desviación estándar (S) empleado era muy alto. Además, planteaban que la precisión inherente a este método resultaba significativamente mayor que las especificaciones empleadas en los métodos actuales de diseño.

El método alternativo, por su parte, se aplica en dos pasos. Primero se determina, el límite inferior estimado para el valor de $f_{cm, is}$ a partir de la ecuación 6.

$$(\bar{f}_c)_{CL} = f_{cm, is} - \sqrt{\frac{(TS)^2}{n}} + (ZS_a)^2 \quad (5)$$

Donde T representa el efecto de n en la incertidumbre del valor de $f_{cm, is}$ y se determina a partir de la tabla 9.4 de ACI 214.4-10 [6] en función del nivel de confianza establecido y de n , mientras el resto de las variables son las mismas definidas con anterioridad. Los autores del método sugieren que un 90% de confianza es probablemente conservador para uso general. Luego la $f_{ck, is}$ se estima empleando la ecuación 7.

$$f_{ck, is} = C(\bar{f}_c)_{CL} \quad (7)$$

Donde C es un factor que considera la variabilidad de la resistencia a compresión dentro de una misma estructura y depende del número de amasadas, del número de elementos y del tipo de construcción en cuestión y se escoge de la tabla 9.5 de [6].

Método del ACI 562-13

La normativa ACI 562-13 [8], «Especificaciones para la evaluación, reparación y rehabilitación de edificios de hormigón», establece que en la evaluación de la seguridad en estructuras construidas de hormigón armado, la $f_{ck, is}$ se estima a partir de la ecuación 8.

$$f_{ck, is} = 0,09 f_{cm, is} \left[1 - 1,28 \sqrt{\frac{(K_c V)^2}{n} + 0,0015} \right] \quad (8)$$

Donde V es el coeficiente de variación de las resistencias de los testigos y k_c es el coeficiente modificador del coeficiente de variación que se determina de la tabla 6.4.3 de [8].

Este método también se encuentra especificado en la *Canadian Highway Bridge Design Code CAN/CSA S6-06* [21] y se basa en el método alternativo propuesto por Bartlett y MacGregor [20] en 1995 que se especifica en el ACI 214.4-10 [6].

Método de la BS EN 13791:2007

Según se establece en la BS EN 13791:2007 [9], luego de ensayados los testigos el resultado de resistencia a compresión de cada uno debe ser corregido aplicando los factores de corrección exigidos en la BS EN 12504-1:2009 [3]. Luego, empleando los valores obtenidos de $f_{test, corr}$ se determina la $f_{cm, is}$ y finalmente $f_{ck, is}$.

Con este fin, la BS EN 13791:2007 [9] presenta los enfoques A y B, el primero para ser usado cuando se tiene una muestra de 15 o más testigos y el segundo cuando la muestra tiene entre 3 y 14 testigos. A continuación se describen los dos enfoques:

Enfoque A

El valor de $f_{ck, is}$ estimado de la región de ensayo debe ser el menor valor entre los que se obtienen de las ecuaciones 9 y 10.

$$f_{ck, is} = f_{cm, is} - k_2 S \quad (9)$$

$$f_{ck, is} = f_{is, mínimo} + 4 \quad (10)$$

Donde s es el mayor valor entre la desviación estándar de los resultados de los ensayos (S) y 2 MPa, y k_2 se indica en las disposiciones nacionales, o si no se da ningún valor, se toma como 1,48, y $f_{is, mínimo}$ es el resultado mínimo del ensayo de resistencia a compresión.

Enfoque B

El valor de $f_{ck, is}$ debe ser el menor valor entre los que se obtienen de las ecuaciones 11 y 12.

$$f_{ck, is} = f_{cm, is} - k \quad (11)$$

$$f_{ck, is} = f_{is, mínimo} + 4 \quad (12)$$

Donde k depende del tamaño de la muestra (n) y se obtiene de la tabla 2.

Finalmente, el valor de $f_{ck, is}$ obtenido por cualquiera de los dos enfoques anteriores debe dividirse por 0,85, lo que significa un incremento del 18%. El valor obtenido pudiera entonces ser mayor que el valor de f_{cm} determinado en probetas del mismo hormigón, lo que resultaría sin dudas inseguro. [14]

TABLA 2

Valor de k asociado con un número pequeño de resultados de ensayos [9]

n	k
de 10 a 14	5
de 7 a 9	6
de 3 a 6	7

Método de la BS 6089:2010

La norma británica BS 6089:2010 [2] declara que los dos enfoques que propone la BS EN 13791:2007 [9] abordados en 2.3.1 y 2.3.2 no son aplicables para determinar la resistencia característica de una estructura existente sobre la cual no hay conocimiento previo. En su lugar propone el empleo de un método más conservador basado en principios estadísticos establecidos, como la t de Student.

La normativa propone que $f_{ck, is}$ sea el menor valor entre los que se obtienen de las ecuaciones 13 y 14.

$$f_{ck, is} = f_{cm, is} - t_{0,05} S \quad (13)$$

$$f_{ck, is} = f_{is, mínimo} + 4 \quad (14)$$

Donde $t_{0,05}$ es el valor del estadígrafo t para $n-1$ grados de libertad y un nivel de confianza del 95%.

Método de la EN 1990:2003

De acuerdo a Steenbergen y Vervuurt [14], el Eurocódigo EN 1990:2002 [22] establece principios y requerimientos para la seguridad, el servicio y la durabilidad de las estructuras. Para lograrlo, describe las bases para el diseño y la verificación de las mismas y las premisas acerca de la seguridad estructural.

Específicamente en el caso de estructuras existentes, EN 1990:2002 [13] refiere en su anexo D un método para estimar $f_{ck, is}$ basado en la resistencia de testigos extraídos de la estructura.

Dicha resistencia característica se estima asumiendo una distribución logarítmica-normal de la resistencia a compresión según la ecuación 15.

$$f_{ck, is} = \exp \left\{ f_{cm, is}(Y) - t_{n-1, p=0,05} s(Y) \sqrt{1 + \frac{1}{n}} \right\} \quad (15)$$

Donde $f_{cm, is}(Y)$ es la media del logaritmo natural de los valores medidos de resistencia a compresión; $s(Y)$ es la desviación estándar de los logaritmos naturales de los valores medidos de resistencia a compresión, y $t_{n-1, p=0,05}$ es el valor del estadígrafo t de Student para un grado de confianza del 95% y $n-1$ grados de libertad.

Según Steenbergen y Vervuurt [14], el factor $\sqrt{1 + \frac{1}{n}}$ tiene en cuenta la incertidumbre en el valor medio y el valor de $t_{n-1, p=0,05}$ tiene en cuenta la incertidumbre en la desviación estándar.

Es importante acotar que en la EN 1990: 2002 [22] no se hace referencia al empleo de factores de corrección a los valores individuales de resistencia a compresión de los testigos.

Conclusiones parciales

Lo expuesto en el apartado 2.1 evidencia la gran diversidad de métodos manejados internacionalmente para determinar la resistencia característica a compresión de una estructura construida a partir de la extracción y ensayo de testigos. Esto hace injustificable el hecho de que las normativas cubanas no cuenten con método alguno.

La mayor diferencia detectada entre los métodos radica en el nivel de confianza exigido por las normativas norteamericanas [6,8] y las normativas europeas [2,13]. Estas últimas exigen un 95% de nivel de confianza mientras que las primeras plantean que incluso un 90% resulta conservador. Este elemento puede influir en la magnitud de los valores de $f_{ck, is}$.

Por otro lado, todos los métodos tienen en común que consideran de una forma u otra las mismas variables: el tamaño de muestra (n) y alguna medida de la dispersión de los valores de f_{testr} , ya sea la desviación estándar (S) o el coeficiente de variación (V).

Casos de estudio

Los métodos para estimar la resistencia característica compresión en estructuras construidas, abordados en 2.1, son evaluados en 15 edificaciones de hormigón armado construidas en La Habana y sus cercanías a lo largo del siglo XX; algunos datos asociados a las mismas se recogen en la tabla 3. Dichos datos fueron obtenidos a partir de informes de estudios de diagnóstico realizados en estas estructuras por dos entidades de La Habana: la Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas (ENIA) y el Centro de Investigación y Desarrollo de la Construcción (CIDC). El anexo A contiene la totalidad de los datos asociados a los testigos extraídos en los estudios de diagnóstico referidos.

La elección de estas 15 estructuras como casos de estudio fue realizada de manera aleatoria de un total de alrededor de 200 informes de estudios de diagnóstico consultados en los archivos de las dos empresas antes mencionadas.

Para llevar a cabo la evaluación de cada uno de los métodos abordados y dados los diferentes criterios que existen sobre la aplicación de los factores de corrección a la resistencia de testigos, se decidió para todos los casos determinar el valor de $f_{test, corr}$ aplicando la ecuación 1, que emplea los factores de corrección establecidos en el ACI 214.4-10 [6] (tabla 1); de esa forma todos los métodos parten de los mismos valores de resistencia a compresión de testigos corregidos ($f_{test, corr}$) y por tanto se aprecia de mejor manera su aplicación al determinar los valores de $f_{ck, is}$. Es importante aclarar que los factores $F_{h/d}$ y F_{hum} aplicados son los correspondientes a la condición del testigo sumergido 48 h antes del ensayo, por coincidir con las especificaciones al respecto de las normas cubanas NC 54-122:1986 [23] y NC 318:2003 [24], vigentes durante los años en que fueron realizados los estudios de diagnóstico sobre las estructuras casos de estudio. En el anexo A pueden encontrarse los detalles sobre la obtención de los valores de $f_{test, corr}$ de cada testigo.

Identificación de lotes y búsqueda de valores anómalos

Luego de obtener el valor de resistencia a compresión corregido de cada testigo ($f_{test, corr}$) aplicando los factores de corrección del ACI 214.4-10 [6], se procedió a identificar la cantidad de lotes dentro de cada una de las estructuras y eliminar del análisis aquellos testigos cuyos valores de resistencia a compresión resultaron atípicos.

Este proceso se llevó a cabo según los criterios del ACI 214.4-10 [6] en su apéndice A2. Primeramente los testigos se agruparon de acuerdo al tipo de elemento estructural del cual fueron extraídos; luego se realizaron pruebas de comparación múltiple, primero dentro de cada uno de los grupos formados y luego entre ellos, para demostrar cuáles de los testigos podían ser considerados como muestras de un mismo lote de hormigón.

Las pruebas de comparación múltiple se realizaron en el asistente estadístico Statgraphics. La tabla ANOVA y la prueba de Fisher se emplearon para determinar si existían diferencias estadísticamente significativas entre las medias de cada subgrupo formado. Luego, en los casos positivos se empleó la prueba de rangos múltiples siguiendo el método de diferencia mínima significativa (LSD) de Fisher con un nivel de confianza del 95,0%, para determinar cuáles de los subgrupos eran diferentes.

TABLA 3

Datos más importantes de las 15 obras casos de estudios

Nº	Obra	Año de construcción	Año de estudio	Elementos ensayados	Cantidad de testigos extraídos
1	Almacén de hemoderivados	1943	2004	Columna, Viga, Losa	12
2	Calle N No. 336	1945	2002	Viga, Columna	9
3	Almacenes Cubanacán	1970	1999	Columna, Viga, Losa	19
4	Plaza de la Revolución José Martí	1954	2006	Losa	4
5	Casa de Dulce María Loynaz	1928	2002	Losa	4
6	Hotel Herradura	1956	2000	Viga, Losa	13
7	Edificio Malecón y F	1967	2002	Muro	10
8	Muelle 8 del Mariel	1979	2001	Viga	9
9	Edificio 7 ma y 116	1964	2000	Columna, Viga	12
10	Dirección Municipal del PCC Cárdenas	1977	2002	Losa	3
11	Edificio Pentágono	1956	1998	Columna	8
12	Basamento del Edificio de la UNAICC	1927	2001	Columna, Viga	6
13	Instituto Nacional de Oncología y Radiobiología	1945	2004	Losa	12
14	Calixto García (Edificio Joaquín Albarrán)	1914	2005	Losa	20
15	Hospital Pedro Borrás	1935	2007	Columna, Viga	15

Una vez concluido el análisis, se llegó a las siguientes conclusiones:

- a) Solo la obra 14 no se ajustó a una distribución normal, sino a una distribución logarítmica-normal, que de acuerdo a criterio expuestos en ACI 214.4-10 [6], es característica de obras con pobre control de ejecución.
- b) En todas las obras los testigos pertenecían al mismo lote de hormigón, a excepción de las obras 1, 3 y 15, las cuales presentaron dos lotes cada una, quedando finalmente 18 lotes de hormigón.
- c) Específicamente en el caso de la obra 1, la prueba de rangos múltiples (tabla 4) arrojó que los testigos de las losas podían ser incluidos en el mismo lote que los testigos de las columnas o de las vigas, pero estos dos últimos no eran homogéneos entre sí. Por tanto, se decidió asumir 2 lotes, agrupando a los testigos de las losas y columnas, con el objetivo de aumentar en lo posible la cantidad de testigos en cada lote.

TABLA 4

Pruebas de rangos múltiples. Procedimiento de diferencia mínima significativa (LSD) de Fisher. Nivel de confianza: 95,0%

Grupos	Cantidad de testigos	Media	Grupos homogéneos
Columnas	3	13,4	X
Losa	3	16,3	X X
Viga	6	20,4	X X

Nota: Las X en la misma columna indican homogeneidad entre grupos.

Posteriormente, cada uno de los 18 lotes fue sometido a una búsqueda de valores atípicos empleando también el asistente estadístico Statgraphics, mediante las pruebas de Grubbs y Dixon con un nivel de confianza del 99%. En este proceso no fue detectado valor anómalo alguno. En la tabla 5 se resumen las principales características de los 18 lotes formados.

Resultados y discusión

Estimación de $f_{ck, is}$ aplicando los diferentes métodos abordados en 2.1

Una vez definidos los lotes de hormigón que conformaban la muestra, se determinaron los valores de $f_{ck, is}$ para cada uno de esos lotes empleando los métodos descritos en 2.1. Algunos detalles sobre la aplicación de estos métodos a los casos de estudio se abordan a continuación.

En los métodos establecidos en el ACI 214.4-10 [6] (ver 2.1.1) se empleó un grado de confiabilidad del 90%, como sugieren Bartlett y MacGregor [20].

En la tabla 5 se muestran los valores de $f_{ck, is}$ obtenidos, además de los valores de $f_{cm, is}$ y S correspondientes a cada lote. Como puede notarse, en el lote 10 no aparece valor alguno de $f_{ck, is}$ para el método ACI 562-13 [8], esto se debe a que dicho método no puede ser empleado para tamaños de muestras inferiores a 4. En el caso del lote 5 no se muestra valor alguno para el método de la BS EN 13791:2007 [9], pues el valor calculado de $f_{ck, is}$ resultó negativo.

Comparación entre métodos

La tabla 5 evidencia la gran variabilidad con que los diferentes métodos abordados en el apartado 2 estiman el valor de $f_{ck, is}$ para un mismo lote de hormigón. Aun observando cuidadosamente, no puede encontrarse un patrón en los valores de $f_{ck, is}$ asociado a ninguna de las variables de los métodos (n , S o $f_{cm, is}$). En la última fila de la propia tabla se calcularon los rangos del valor de $f_{ck, is}$ para cada lote, que no es más que la diferencia entre el mayor y menor valor de $f_{ck, is}$ calculado por los métodos. Obsérvese como en tres lotes las diferencias alcanzan valores por encima de 12 MPa, mientras que en otros tres son inferiores a 3 MPa, otra evidencia de la variabilidad en los valores de $f_{ck, is}$ calculados por los diferentes métodos para un mismo lote de hormigón.

TABLA 5
Valores de $f_{cm,15}$ y $f_{ck,15}$ para los diferentes lotes según cada uno de los métodos abordados en 2.1. Entre paréntesis: valores de $(f_{cm,15} - f_{ck,15}) / f_{cm,15}$

Obra	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	Prom, de	CV de	
Lote	1,1	1,2	2	3,1	3,2	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15,1	
Tamaño de muestra (n)	6	6	9	13	6	4	4	13	10	9	12	3	8	6	12	20	6	9
$f_{cm,15}$ (MPa)	14,87	20,41	12,1	16,4	11	20,2	6,73	26,4	49,6	29,4	7	28,6	11,6	9,1	22,2	16,8	11,3	16,7
Desviación estándar de $f_{cm,15}$ (MPa)	3,88	4,19	1,84	3,50	1,76	2,61	1,79	7,11	2,49	10,2	1,56	4,29	1,99	2,64	5,95	9,00	2,61	3,93
$f_{ck,15}$ (MPa)	7,63	12,57	8,75	10,54	7,55	14,56	2,91	14,96	43,28	11,75	4,38	17,50	8,12	4,15	12,35	3,01	6,40	10,00
Método del factor de tolerancia	(0,49)	(0,38)	(0,28)	(0,36)	(0,31)	(0,28)	(0,57)	(0,43)	(0,13)	(0,60)	(0,37)	(0,39)	(0,30)	(0,54)	(0,44)	(0,82)	(0,43)	(0,40)
Método alternativo	10,33	14,72	8,83	11,88	7,87	14,87	4,35	19,52	37,11	19,77	5,04	19,21	8,74	6,18	15,89	11,37	8,00	12,26
ACI 562-13	(0,33)	(0,28)	(0,27)	(0,28)	(0,29)	(0,26)	(0,35)	(0,26)	(0,25)	(0,33)	(0,28)	(0,33)	(0,25)	(0,32)	(0,28)	(0,32)	(0,29)	(0,27)
BS EN	8,14	10,61	10,6	13,09	8,10	9,17	4,16	20,46	42,87	13,56	6,37	9,41	6,51	17,83	14,18	7,45	11,91	0,29
13791:2007	(0,45)	(0,48)	(0,12)	(0,20)	(0,26)	(0,55)	(0,38)	(0,23)	(0,14)	(0,54)	(0,09)	(0,19)	(0,28)	(0,20)	(0,16)	(0,34)	(0,29)	
BS 6089:2010	7,87	13,41	6,10	11,39	4,02	13,15	17,92	44,63	21,37	1,99	21,59	5,60	2,09	17,18	3,52	4,27	10,73	0,37
EN 1990:2002	(0,38)	(0,23)	(0,41)	(0,18)	(0,57)	(0,23)	(0,20)	(0,10)	(0,14)	(0,67)	(0,11)	(0,43)	(0,73)	(0,09)	(0,75)	(0,55)	(0,25)	
3,28	7,05	11,97	8,68	10,15	7,38	14,01	2,52	13,77	45,07	10,41	4,19	16,37	7,83	3,76	11,49	1,28	6,02	9,42
(MPa)	(0,53)	(0,53)	(0,28)	(0,38)	(0,33)	(0,30)	(0,63)	(0,48)	(0,09)	(0,65)	(0,40)	(0,43)	(0,33)	(0,59)	(0,48)	(0,92)	(0,47)	(0,44)
	8,19	12,72	9,18	10,00	7,59	13,75	3,32	15,06	41,53	13,19	4,10	15,46	7,67	4,42	13,11	6,11	6,85	9,73
	(0,45)	(0,38)	(0,24)	(0,39)	(0,31)	(0,32)	(0,51)	(0,43)	(0,16)	(0,55)	(0,41)	(0,33)	(0,34)	(0,51)	(0,41)	(0,64)	(0,39)	(0,42)
	5,16	3,42	3,41	3,37	6,31	1,83	7,31	15,40	14,73	4,03	9,94	2,81	4,06	8,72	12,90	2,98	3,20	

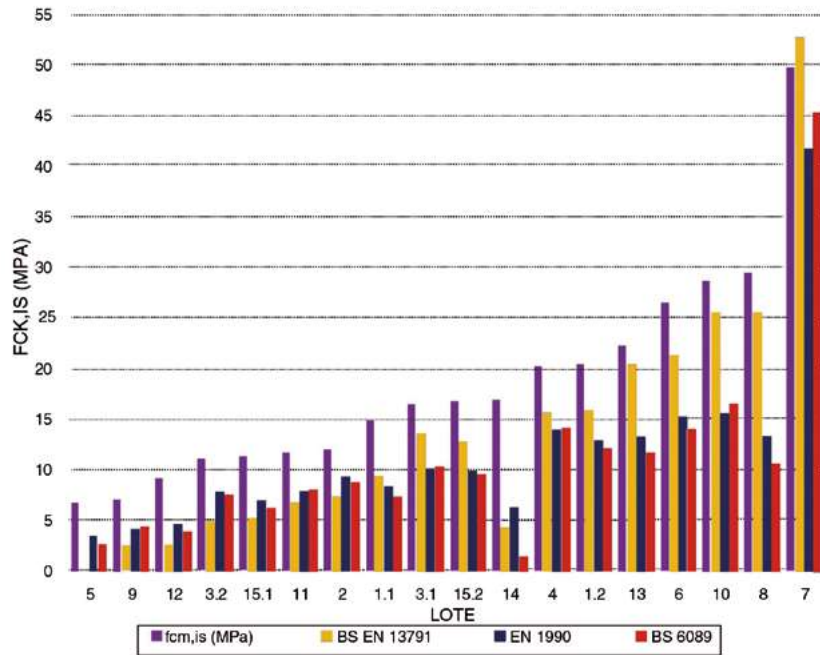


Figura 1. Comparación de los valores de $f_{ck, is}$ calculados según las normativas europeas [2,9,13].

En la figura 1 se grafican para cada lote los valores correspondientes de $f_{cm, is}$ y de $f_{ck, is}$ calculados según los métodos de las normativas europeas [2,9,13]. En la misma, donde los lotes fueron organizados en orden ascendente del valor de $f_{cm, is}$, puede notarse como en todos aquellos lotes donde la $f_{cm, is}$ es mayor de 15 MPa (del 8 al 18), excepto en el lote 11, el valor calculado según la BS EN 13791:2007 [9] es superior al calculado según la EN 1990:2002 [13] como promedio un 26% y alcanza valores máximos de hasta 48%. Estos resultados están en concordancia con los reportados por Pucinotti [15] en 2013.

Sin embargo, en el resto de los lotes (1 al 7), que casi en su totalidad presentan valores de $f_{cm, is}$ por debajo de 12 MPa, el comportamiento es el inverso, o sea los valores calculados según la BS EN 13791:2007 [9] resultan más conservadores que los calculados según la EN 1990:2002 [13]. No obstante, se considera que este hecho no entra en contradicción con la afirmación hecha en el párrafo anterior ni con los resultados de Pucinotti [15], pues en esta última investigación ninguno de los lotes de hormigón analizados presentaba valores de $f_{cm, is}$ inferiores a los 15 MPa, como en este caso. Estos resultados indican que los métodos de las normativas europeas tienen comportamientos diferentes para valores bajos y altos de $f_{cm, is}$.

Al mismo tiempo, observando la figura 1 se pueden constatar dos afirmaciones hechas por Steenberg y Vervuurt [14]: primero al respecto de que los valores calculados según la BS 6089:2010 [2] están mucho más acordes a los que se obtienen al aplicar la EN 1990:2002 [13], y segundo, que en algunos casos, como lo confirma el lote 18, los valores de $f_{cm, is}$ calculados según la BS EN 13791:2007 [9] pueden ser superiores al valor de $f_{cm, is}$ del lote, lo que está totalmente en contra de la seguridad estructural.

En la figura 2 se grafican entonces, para cada lote, los valores correspondientes de $f_{cm, is}$ y de $f_{ck, is}$ calculados según los métodos de las normativas americanas [6,8]. En la misma, los valores también se han organizado en orden ascendente del valor de $f_{cm, is}$. Si se observa cuidadosamente, se puede notar como en todos los casos, a excepción del último lote, el valor de $f_{ck, is}$ determinado por el método

alternativo del ACI 214.4-10 [6] es superior al método del factor de tolerancia de la misma normativa en un 21% como promedio, alcanzando en algún caso hasta un 74%. Estos resultados están en concordancia con las afirmaciones hechas por Bartlett y MacGregor [20] respecto a que el método del factor de tolerancia resultaba muy conservador. Por otra parte, los valores de $f_{ck, is}$ calculados según el método del ACI 562-13 [8] presentan valores muy similares a los de obtenidos por el método alternativo, en algunos casos superiores y en otros inferiores, con diferencias promedio menores al 15%. Nótese que en ningún caso el valor de $f_{ck, is}$ de cada lote supera al de $f_{cm, is}$ correspondiente.

Para ampliar la comparación, se decidió calcular en qué porcentaje cada uno de los métodos reduce el valor de $f_{cm, is}$ al calcular el valor de $f_{ck, is}$ (valores entre paréntesis de la tabla 5).

En la penúltima columna de la tabla 5 se muestran los valores promedio, para cada método, de los porcentajes antes referidos. Nótese que el método del ACI 562-13 [8] y el método alternativo del ACI 214.4-10 [6] presentan reducciones del 29% como promedio del valor de $f_{cm, is}$ al calcular el valor de $f_{ck, is}$, mientras que el método del factor de tolerancia del ACI 214.4-10 [6] presenta un 42%, lo que reafirma que es más conservador que los anteriores.

Por su parte, entre las normativas europeas se confirma que, como promedio, el método de la BS EN 13791 [9] es menos conservador que los métodos de la BS 6089:2010 [2] y la EN 1990:2002 [13].

De manera general, el método alternativo del ACI 214.4-10 [6] y el método del ACI 562-13 [8] son, como promedio, los menos conservadores, mucho menos que el método de la BS EN:13791:2007 [9], al que ya en la normativa BS 6089:2010 [2] y en la literatura [14,15] calificaban de ofrecer valores de $f_{ck, is}$ en contra de la seguridad estructural. Se confirma la hipótesis lanzada en 2.6 sobre las diferencias que produce en el valor de $f_{ck, is}$ el nivel de confianza que exigen los métodos de las normas norteamericanas [6,8] y las europeas [2,9,13] analizadas, resultados que concuerdan con los obtenidos por Couto et al. [1]

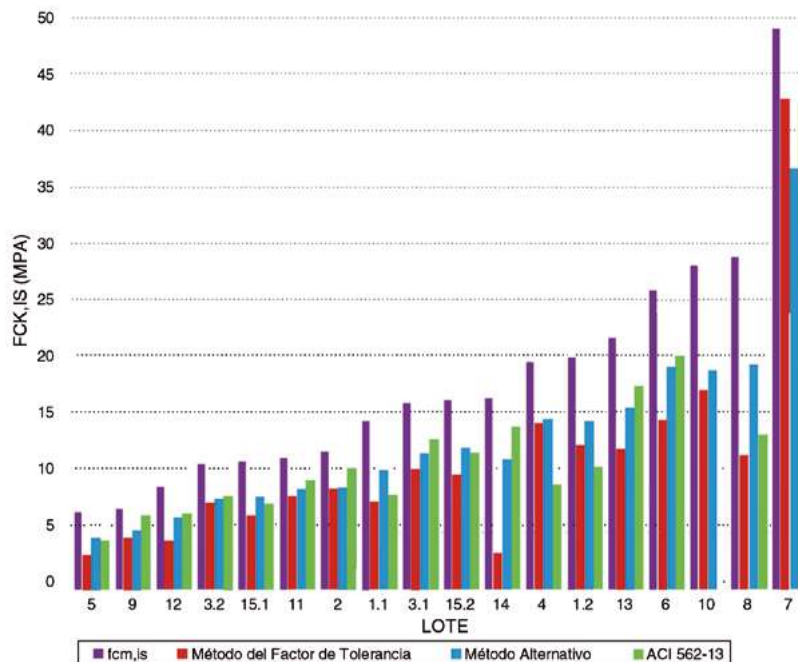


Figura 2. Comparación de los valores de $f_{ck, is}$ calculados según las normativas norteamericanas [6,8].

Finalmente, en la última columna de la tabla 5 se exponen los valores del coeficiente de variación (CV) de los porcentajes en que cada método reduce la $f_{cm, is}$ al calcular la $f_{ck, is}$. Se considera que estos valores evidencian la sensibilidad de cada uno de los métodos a las características del lote, dígame tamaño de muestra, media o desviación típica. Como se observa, el método alternativo del ACI 214.4-10 [6] presenta un valor de 10,3%, el cual es mucho más bajo que los valores presentados por el resto de los métodos, que oscilan entre el 27,5% y el 60,8%. Se cree que este es un elemento de mucha importancia si se quiere resaltar la calidad de un método sobre otro.

La baja resistencia a compresión que de manera generalizada presentan los casos de estudio es característica de muchas construcciones existentes en Cuba y en La Habana específicamente, donde se cuenta con un amplio patrimonio construido de más de 100 años de existencia. Puede afirmarse que este hecho no influye de forma alguna en los resultados obtenidos, más allá del caso puntual referido donde el método de la BS EN 13791:2007 [9] arrojó un valor negativo de $f_{ck, is}$ para un lote con 6,73 MPa de $f_{cm, is}$.

Conclusiones

En este trabajo se evaluaron y compararon los valores de $f_{ck, is}$ que se obtienen al aplicar los métodos de cinco normativas internacionales [2,6,8,9,13] sobre 15 estructuras construidas en el siglo XX en La Habana de las que se extrajeron testigos en las últimas dos décadas.

Resultó evidente la acentuada dispersión que existe entre los valores que se obtienen al aplicar los diferentes métodos normados al estimar la $f_{ck, is}$ a un mismo lote de hormigón.

Se detectó que el método de la BS EN 13791:2007 [9] presentó problemas en el cálculo de $f_{ck, is}$ para un valor bajo de $f_{cm, is}$ de 6,7 MPa, arrojando un valor negativo, mientras que en uno de los casos se obtuvo un valor de $f_{ck, is}$ superior al valor de $f_{cm, is}$, elemento que está totalmente en contra de la segu-

ridad estructural. Por su parte, el método del ACI 562-13 [8] no arrojó valor alguno de $f_{ck, is}$ para un lote con solo 3 testigos.

Se constató que el método alternativo y el método del ACI 562-13 [8] resultan los menos conservadores, arrojando valores de $f_{ck, is}$ que reducen como promedio el valor de $f_{cm, is}$ un 29%. El resto de los métodos presentó un comportamiento bastante similar, con resultados que oscilan alrededor del 40%.

Se evidenció que la diferencia en el nivel de confianza exigido por las normativas americanas [6,8] y europeas —90 y 95%, respectivamente— influye en gran medida en los valores de $f_{ck, is}$ calculado.

Finalmente, se demostró que los métodos presentan diferente sensibilidad a las características de un lote, dígame tamaño de muestra, media o dispersión en los valores. Destacan el método alternativo del ACI 214.4-10 [6] como el menos sensible, mientras en el otro extremo el método de la BS EN 13791:2007 [9] resulta el más sensible, considerándose este un elemento de peso si se quiere distinguir la calidad de alguno de los métodos evaluados sobre los otros.

Recomendaciones

Se recomienda realizar una investigación experimental que permita definir cuál de los métodos manejados en la literatura para estimar la resistencia característica a compresión en estructuras construidas a partir de testigos se adecua mejor a las condiciones de Cuba, o, en su lugar, determinar un método propio.

Agradecimientos

Se agradece a la Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas (ENIA) y al Centro de Investigación y Desarrollo de la Construcción (CIDC) por facilitar los informes de diagnósticos de las estructuras que constituyeron los casos de estudio de este trabajo.

Se agradece al Prof. Dr. Paulo Helene por su asesoría.

Anexo A.

Datos asociados al cálculo de $f_{test,corr}$ para cada testigo

Obra	Testigo	Elemento estructural	f_{test} (MPa)	$F_{h/d}$	F_{dia}	$F_{dañ}$	F_{hum}	$f_{test,corr}$ (MPa)	Obra	Testigo	Elemento estructural	f_{test} (MPa)	$F_{h/d}$	F_{dia}	$F_{dañ}$	F_{hum}	$f_{test,corr}$ (MPa)
1	1	Columna	10,5	0,894	1,000	1,06	1	10,0	7	Losa	Losa	25,0	0,939	1,036	1,06	1	25,8
	2	Columna	10,3	0,969	1,000	1,06	1	10,6	8	Losa	Losa	30,1	0,905	1,000	1,06	1	28,9
	3	Columna	18,6	0,995	1,000	1,06	1	19,6	9	Losa	Losa	24,5	0,881	1,000	1,06	1	22,9
	4	Losa	17,8	0,948	1,000	1,06	1	17,9	10	Losa	Losa	19,4	0,895	1,000	1,06	1	18,4
	5	Losa	15,6	0,936	1,000	1,06	1	15,5	11	Losa	Losa	27,1	0,882	1,000	1,06	1	25,3
	6	Losa	15,9	0,925	1,000	1,06	1	15,6	12	Losa	Losa	43,8	0,889	1,000	1,06	1	41,3
	7	Viga	19,6	0,886	1,000	1,06	1	18,4	13	Losa	Losa	36,7	0,886	1,036	1,06	1	35,7
	8	Viga	16,4	0,987	1,000	1,06	1	17,1	7	1	Muro	44,5	0,961	1,036	1,06	1	47,0
	9	Viga	19,3	1,000	1,000	1,06	1	20,4	2	2	Muro	49,4	0,974	1,036	1,06	1	52,9
	10	Viga	21,6	1,000	1,000	1,06	1	22,9	3	3	Muro	46,8	0,998	1,036	1,06	1	51,3
	11	Viga	26,3	0,984	1,000	1,06	1	27,4	4	4	Muro	47,8	0,983	1,036	1,06	1	51,6
	12	Viga	15,3	1,000	1,000	1,06	1	16,2	5	5	Muro	45,1	0,965	1,036	1,06	1	47,9
2	1	Viga	14,3	1,000	1,036	1,06	1	15,7	6	6	Muro	44,8	0,999	1,036	1,06	1	49,2
	2	Viga	12,1	0,977	1,036	1,06	1	13,0	7	7	Muro	44,5	0,999	1,036	1,06	1	48,8
	3	Viga	10,3	1,000	1,036	1,06	1	11,3	8	8	Muro	48,8	0,998	1,036	1,06	1	53,4
	4	Viga	11,5	0,998	1,036	1,06	1	12,7	9	9	Muro	43,5	0,999	1,036	1,06	1	47,7
	5	Viga	10,8	0,943	1,036	1,06	1	11,1	10	10	Muro	42,5	0,998	1,036	1,06	1	46,6
	6	Viga	12,5	0,983	1,036	1,06	1	13,5	8	1	Viga	38,2	1,000	1,036	1,06	1	42,0
	7	Columna	10,4	0,994	1,036	1,06	1	11,4	2	2	Viga	21,8	1,000	1,036	1,06	1	23,9
	8	Columna	9,9	1,000	1,036	1,06	1	10,8	3	3	Viga	43,2	1,000	1,036	1,06	1	47,4
	9	Columna	8,5	1,000	1,036	1,06	1	9,4	4	4	Viga	27,4	0,934	1,036	1,06	1	28,0
3	1	Columna	12,9	1,000	1,036	1,06	1	14,2	5	5	Viga	29,7	1,000	1,036	1,06	1	32,6
	2	Columna	12,9	1,000	1,036	1,06	1	14,2	6	6	Viga	15,8	1,000	1,036	1,06	1	17,4
	3	Columna	13,8	0,990	1,036	1,06	1	15,0	7	7	Viga	19,8	1,000	1,036	1,06	1	21,7
	4	Columna	20,4	0,991	1,036	1,06	1	22,2	8	8	Viga	18,1	0,982	1,036	1,06	1	19,5
	5	Columna	16,8	0,988	1,036	1,06	1	18,2	9	9	Viga	29,0	1,000	1,036	1,06	1	31,8
	6	Columna	11,0	0,988	1,036	1,06	1	12,0	9	1	Columna	6,7	1,000	1,036	1,06	1	7,3
	7	Viga	18,3	0,917	1,036	1,06	1	18,5	2	2	Columna	5,6	1,000	1,036	1,06	1	6,2
	8	Viga	14,6	0,993	1,036	1,06	1	15,9	3	3	Columna	8,7	1,000	1,036	1,06	1	9,6
	9	Viga	14,6	0,993	1,036	1,06	1	15,9	4	4	Columna	6,0	1,000	1,036	1,06	1	6,6
	10	Viga	12,4	0,999	1,036	1,06	1	13,6	5	5	Columna	7,8	1,000	1,036	1,06	1	8,5
	11	Viga	16,5	0,993	1,036	1,06	1	18,0	6	6	Columna	4,6	1,000	1,036	1,06	1	5,0
	12	Viga	11,3	0,982	1,036	1,06	1	12,2	7	7	Viga	7,4	1,000	1,036	1,06	1	8,1
	13	Viga	21,5	0,982	1,036	1,06	1	23,2	8	8	Viga	4,4	0,968	1,036	1,06	1	4,7
	14	Losa	13,5	0,876	1,036	1,06	1	13,0	9	9	Viga	5,3	1,000	1,036	1,06	1	5,8
	15	Losa	9,1	0,874	1,036	1,06	1	8,7	10	10	Viga	7,6	1,000	1,036	1,06	1	8,3
	16	Losa	11,6	0,875	1,036	1,06	1	11,1	11	11	Viga	7,4	0,997	1,036	1,06	1	8,1
	17	Losa	8,8	0,937	1,036	1,06	1	9,1	12	12	Viga	5,0	1,000	1,036	1,06	1	5,5
	18	Losa	12,4	0,915	1,036	1,06	1	12,5	10	1	Losa	27,0	0,968	1,036	1,06	1	28,7
	19	Losa	11,6	0,924	1,036	1,06	1	11,7	2	2	Losa	22,9	0,962	1,036	1,06	1	24,2
4	1	Losa	17,3	1,000	1,000	1,06	1	18,4	3	3	Losa	32,0	0,935	1,036	1,06	1	32,8
	2	Losa	18,3	0,991	1,000	1,06	1	19,2	11	1	Columna	12,6	0,997	0,990	1,06	1	13,2
	3	Losa	17,9	1,000	1,000	1,06	1	19,0	2	2	Columna	12,9	1,000	0,990	1,06	1	13,6
	4	Losa	22,7	1,000	1,000	1,06	1	24,0	3	3	Columna	10,5	1,000	0,990	1,06	1	11,0
5	1	Losa	9,0	0,919	1,000	1,06	1	8,8	4	4	Columna	8,8	1,000	0,990	1,06	1	9,3
	2	Losa	4,9	0,918	1,000	1,06	1	4,8	5	5	Columna	13,4	1,000	0,990	1,06	1	14,0
	3	Losa	7,2	0,990	1,000	1,06	1	7,5	6	6	Columna	11,9	1,000	0,990	1,06	1	12,5
	4	Losa	6,0	0,918	1,000	1,06	1	5,8	7	7	Columna	9,6	1,000	0,990	1,06	1	10,1
6	1	Viga	26,1	0,970	1,000	1,06	1	26,9	8	8	Columna	8,6	1,000	0,990	1,06	1	9,1
	2	Viga	30,9	0,971	1,000	1,06	1	31,8	12	1	Columna	8,4	0,973	1,000	1,06	1	8,7
	3	Viga	13,9	0,948	1,000	1,06	1	13,9	2	2	Columna	5,3	0,969	1,000	1,06	1	5,4
	4	Viga	24,7	0,989	1,000	1,06	1	25,9	3	3	Columna	8,3	0,874	1,000	1,06	1	7,7
	5	Viga	19,9	0,989	1,000	1,06	1	20,9	4	4	Viga	12,1	0,975	1,000	1,06	1	12,5
	6	Viga	25,0	0,989	1,000	1,06	1	26,2	5	5	Viga	12,4	0,894	1,000	1,06	1	11,8

Obra	Testigo	Elemento estructural	$f_{test}(MPa)$	$F_{h/d}$	F_{dia}	$F_{dañ}$	F_{hum}	$f_{test,corr}(MPa)$
13	6	Viga	8,3	0,968	1,000	1,06	1	8,5
	1	Losa	32,9	0,965	1,030	1,06	1	34,7
	2	Losa	21,3	0,959	1,030	1,06	1	22,3
	3	Losa	19,5	0,909	1,030	1,06	1	19,3
	4	Losa	15,3	0,955	1,030	1,06	1	16,0
	5	Losa	24,1	0,934	1,030	1,06	1	24,6
	6	Losa	21,3	0,938	1,030	1,06	1	21,9
	7	Losa	13,4	0,927	1,030	1,06	1	13,6
	8	Losa	25,5	0,943	1,030	1,06	1	26,3
	9	Losa	20,9	0,896	1,030	1,06	1	20,4
	10	Losa	30,1	0,905	1,030	1,06	1	29,8
	11	Losa	19,9	0,911	1,030	1,06	1	19,8
14	12	Losa	17,7	0,901	1,030	1,06	1	17,4
	1	Losa	14,8	0,958	1,036	1,06	1	15,6
	2	Losa	14,4	0,963	1,036	1,06	1	15,2
	3	Losa	9,8	0,961	1,036	1,06	1	10,4
	4	Losa	9,3	0,950	1,036	1,06	1	9,7
	5	Losa	37,2	0,975	1,036	1,06	1	39,9
	6	Losa	35,6	0,982	1,036	1,06	1	38,4
	7	Losa	10,6	0,949	1,036	1,06	1	11,1
	8	Losa	10,0	0,977	1,036	1,06	1	10,7
	9	Losa	5,8	0,977	1,036	1,06	1	6,2
	10	Losa	6,9	0,961	1,036	1,06	1	7,3
	11	Losa	11,9	0,941	1,036	1,06	1	12,3
	12	Losa	10,9	0,983	1,036	1,06	1	11,7
13	Losa	15,1	0,974	1,036	1,06	1	16,2	
14	Losa	13,7	0,972	1,036	1,06	1	14,6	
15	Losa	19,0	0,975	1,036	1,06	1	20,3	
16	Losa	20,1	0,984	1,036	1,06	1	21,7	
17	Losa	21,6	0,964	1,036	1,06	1	22,8	
18	Losa	22,3	0,940	1,036	1,06	1	23,0	
19	Losa	13,8	0,932	1,036	1,06	1	14,1	
20	Losa	15,1	0,936	1,036	1,06	1	15,5	
15	1	Columna	8,4	0,921	1,000	1,06	1	8,2
	2	Columna	13,6	0,938	1,000	1,06	1	13,6
	3	Columna	11,0	0,937	1,000	1,06	1	10,9
	4	Columna	9,7	0,923	1,000	1,06	1	9,5
	5	Columna	15,6	0,919	1,000	1,06	1	15,2
	6	Columna	10,4	0,933	1,000	1,06	1	10,3
	7	Viga	16,2	0,953	1,000	1,06	1	16,4
	8	Viga	14,9	0,948	1,000	1,06	1	15,0
	9	Viga	10,5	0,967	1,000	1,06	1	10,8
	10	Viga	15,6	0,962	1,000	1,06	1	15,9
	11	Viga	22,0	0,905	1,000	1,06	1	21,1
	12	Viga	12,3	0,953	1,000	1,06	1	12,5
	13	Viga	15,6	0,964	1,000	1,06	1	15,9
	14	Viga	22,6	0,901	1,000	1,06	1	21,5
	15	Viga	21,5	0,945	1,000	1,06	1	21,5

Bibliografía

- [1] D. Couto, M. Carvalho, A. Cintra, P. Helene, Estruturas de Concreto Contribuição à Análise da Segurança em Estruturas Existentes, RIEMRevista IBRACON de Estruturas e Materiais 8 (3) (2015).
- [2] Institute BS. BS 6089:2010 Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components — Complementary guidance to that given in BS EN 13791, 2010.
- [3] Institute BS. BS EN 12504-1:2009 Testing Concrete in Structures. Part 1: Cored specimens — Taking, examining and testing in compression, 2009.
- [4] 24, A.T. Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete, 2009.
- [5] Certificación A.E.D.N.Y., UNE-EN 13791:2007. Evaluación de la resistencia a compresión in-situ en estructuras y elementos prefabricados de hormigón, 2007: Madrid, España.
- [6] Institute AC. ACI 214.4R-10 Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results, 2010: Farmington Hills, MI, USA.
- [7] Institute AC. ACI 318-11 Building Code Requirement for Structural Concrete and Commentary, 2011: Farmington Hills, MI, USA.
- [8] Institute AC. ACI 562M-13 Code Requirements for Evaluation, Repair, and Rehabilitation of Concrete Buildings and Commentary, 2013: Farmington Hills, MI, USA.
- [9] Institute BS. BS EN 13791:2007 Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components, 2007.
- [10] Normalización O.N.D., NC 318:2015 Ensayos al hormigón — Muestreo, preparación y ensayo de testigos de hormigón (ISO 1920-6: 2004, MOD), 2015.
- [11] Normalización O.N.D., NC 724:2015 Ensayos del hormigón — Resistencia del hormigón en estado endurecido (ISO 1920-4:2005, MOD), 2015: Calle E No, 261 Vedado, La Habana, Cuba.
- [12] Normalización O.N.D., NC 1109:2015 Estimación de la resistencia a compresión de los hormigones en las estructuras, 2015: Calle E No, 261 Vedado, La Habana, Cuba.
- [13] Normalización C.E.d., EN 1990:2002 Eurocode 1: Basis of structural design, 2002: Brussels.
- [14] R. Steenbergen, A. Vervuurt, Determining the in situ concrete strength of existing structures for assessing their structural safety, Structural Concrete 13 (1) (2012) 27–31.
- [15] R. Pucinotti, Assessment of in situ characteristic concrete strength, Construction and Building Materials 44 (2013) 63–73.
- [16] M. Cristofaro, M. De Stefano, R. Pucinotti, M. Tanganelli. Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo in-situ. 15 Congresso AIPnD, At Trieste, 2013.
- [17] M.T. Cristofaro, R. Nudo, M. Tanganelli, A. D'Ambrisi, M. De Stefano, R. Pucinotti, et al., Issues concerning the assessment of concrete compressive strength in existing buildings: Application to a case study, Structural Concrete (2017).
- [18] Materials A.S.f.T. ASTM C 42/C 42M-04 Test for obtaining and testing drilled cores and sawed beams of concrete, 2004: ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, PO, USA.
- [19] K.R. Hindo, W.R. Bergstrom, Statistical evaluation of the in-place compressive strength of concrete, Concrete International (1985).
- [20] F.M. Bartlett, J.G. MacGregor, Equivalent specified concrete strength from core test data, Concrete International 17 (3) (1995) 52–58.
- [21] Association C.S. CAN/CSA-S6-06 Canadian Highway Bridge Design Code, 2006.
- [22] EN 1990. Eurocode. Basis of structural design, 2002.
- [23] Normalización C.E.D. NC 54-122:1986 Materiales y productos de la construcción, hormigón, extracción y preparación de testigos cilíndricos, 1986.
- [24] Normalización O.N.D. NC 318: 2003 Hormigón endurecido, extracción y preparación de testigos cilíndricos, 2003: Calle E No, 261 Vedado, La Habana, Cuba.

ACHE

MONOGRAFÍAS

ACHE
Asociación Científico-Técnica
del Hormigón Estructural

MONOGRAFÍA 32

M

ÁRIDOS PARA
LA FABRICACIÓN
DE HORMIGÓN
ESTRUCTURAL

Grupo de Trabajo 2/6
Áridos para hormigón estructural
Comisión 2. Materiales

SECRETARÍA DE ACHE

Tel.: 91 336 66 98

www.e-ache.com

Disponible en www.hormigonyacero.com

Hormigón y Acero 2019; 70(287):67-73
<https://doi.org/10.1016/j.hya.2018.06.002>

Empleo de la metodología de superficies de respuesta para determinar el factor k de las puzolanas naturales y su influencia en la durabilidad de los hormigones

Use of the response surface methodology to determine the k factor of natural pozzolans and their influence on the durability of concrete

Joaquín Raúl Cuetara Ricardo^{a,*} y Juan José Howland Albear^b

^a *Departamento de diagnóstico y levantamiento (RESTAURA), Oficina del Historiador de la Ciudad (OHC), La Habana Vieja, Cuba*

^b *Profesor e investigador titular, Grupo de investigación de materiales y tecnologías de la construcción, Centro de Estudios de Construcción y Arquitectura Tropical (CECAT), Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría, CUJAE, Marianao, La Habana, Cuba*

Recibido el 29 de marzo de 2018; aceptado el 25 de junio de 2018

RESUMEN

Las puzolanas de origen natural han sido muy utilizadas en la fabricación de morteros y hormigones por milenios, desde las antiguas civilizaciones griegas y romanas hasta la actualidad. En el presente trabajo se estudia el factor k de las puzolanas naturales de la región occidental de Cuba y se valora su influencia en la calidad de los hormigones. Se empleó la metodología de superficies de respuesta para localizar los valores óptimos de reemplazo. En el diseño del programa experimental se concibió la determinación de la resistencia a la compresión a los 7 y 28 días, y la porosidad efectiva a los 28 días. El estudio arrojó que, de acuerdo con la normativa cubana, el factor k de estas puzolanas es de 0,2, sin embargo, con el empleo de la metodología propuesta se logró optimizar los niveles de reemplazo y el tiempo de curado.

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

PALABRAS CLAVE: Puzolanas naturales; Factor k ; Resistencia a la compresión; Porosidad; Durabilidad

ABSTRACT

Pozzolans of natural origin have been widely used in the manufacture of mortars and concretes for millennia, from the ancient Greeks and Romans civilizations to the present. In the present work, the k factor of the natural pozzolans of the Western region of Cuba is studied, and its influence on the quality of the concretes is evaluated. Response surface methodology was used to locate the optimal replacement values. The design of the experimental program was used to determine the compressive strength at 7 and 28 days, as well as the effective porosity at 28 days. Although the study showed that, according to Cuban regulations, the k factor of these pozzolans is 0.2, with the use of the proposed methodology it was possible to optimise the replacement levels and the curing time.

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

KEYWORDS: Natural pozzolans; k factor; Compressive strength; Porosity; Durability

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: jrcuetara@gmail.com ((J.R. Cuetara Ricardo).

1. INTRODUCCIÓN

El hormigón es el material de construcción más ampliamente usado en el mundo, y después del agua es el que más se explota. Producto de su alta demanda la industria del cemento está considerada entre los subsectores industriales más contaminantes, junto a la siderúrgica, la química, la refinación de petróleo y la producción del papel.

Sin discusión, el cemento Portland ha sido uno de los materiales que más ha favorecido al desarrollo de la humanidad. Su fabricación se practica en más de 150 países, principalmente en Asia, Europa y el Medio Oriente [1]. Hoy se asocia con el nivel de desarrollo de un país, sin embargo, también ha resultado ser de forma contradictoria uno de los principales responsables de la degradación del medio ambiente pues su proceso productivo está montado sobre la base de la explotación intensiva de recursos no renovables (materias primas y combustibles fósiles) y en él se emiten significativos volúmenes de gases de efecto invernadero.

En el área de los materiales de construcción la mayoría de los trabajos de investigación van dirigidos a buscar alternativas sostenibles donde se reduzcan los impactos sobre el medio ambiente. Tener conocimiento de los coeficientes de reemplazo de los materiales cementantes suplementarios (MCS) es fundamental en la fabricación de hormigones a partir de estos materiales. Este trabajo va dirigido a brindar las herramientas suficientes para contrarrestar los efectos negativos que provoca la producción de cemento y, al unísono, obtener hormigones de similar o mejor calidad.

Los MCS presentan actividad tanto hidráulica como puzolánica y ambas son de carácter químico. Las primeras, en presencia de agua endurecen similar a lo que ocurre con el cemento Portland ordinario (CPO) y las segundas son reacciones de óxidos de sílice en presencia de hidróxidos de calcio (Portlandita) y agua para formar silicatos de cálcicos hidratados [2].

La formación de silicatos cálcicos hidratados a partir de la reacción puzolánica favorece la densificación de la microestructura del hormigón, disminuye su porosidad y aumenta su resistencia [3]. El efecto de los MCS en la estructura de poros está fuertemente relacionado con su composición y la relación agua-cemento de la mezcla [4]. Asimismo, para que la reacción puzolánica ocurra es necesario curar lo suficiente para asegurar la presencia de agua [5].

Muchas de las propiedades de los hormigones fabricados con puzolanas naturales (PN) han sido estudiadas, López y Castro [6], por ejemplo, determinaron la resistencia eléctrica a la penetración del ion cloruro de hormigones fabricados con cementos adicionados con PN. Determinaron que existen diferencias alrededor de los 2.900 Coulomb con respecto al hormigón elaborado con CPO y los resultados coincidieron con los obtenidos por Metha y Monteiro [7]. Estos concluyeron que un hormigón con CPO a la edad de 90 días o más presenta por lo general una resistencia eléctrica a la penetración del ion cloruro de 2.500 Coulomb más que un hormigón con reemplazo de MCS.

Fabricar hormigones con una parte de CPO reemplazada por PN ayuda a reducir los efectos del ataque por sulfatos. Merida y Kharchi [8] demostraron que la expansión decrece un 65,21% en comparación con el hormigón de control. Otros investigadores han evaluado cómo los MCS influyen en la conductividad eléctrica, la resistencia a la compresión y en la distribución del

tamaño de poros en pastas con aglomerante cal-puzolana [9]. En este estudio se emplearon PN no zeolitizadas, cenizas volantes y microsilice como MCS, y concluyeron que los ensayos directos de resistencia en las pastas indican mejor el potencial de contribución de los MCS a base de puzolanas que los métodos convencionales para estimar la actividad puzolánica. Las propiedades evaluadas demostraron que no siempre las puzolanas con mayor índice de reacción son las que mejores prestaciones tienen, de ahí la importancia de realizar los ensayos directamente en morteros y hormigones, sin embargo, todas influyeron en las mediciones realizadas, aunque unas más que otras.

El factor k o eficacia cementante está relacionado con la parte de material cementante en un hormigón especial que se considera equivalente al cemento Portland. La norma cubana que especifica el hormigón hidráulico [10] establece que el factor k de las puzolanas es el valor obtenido en la práctica que indica la parte de cemento Portland que se puede sustituir con una parte de MCS sin afectar la resistencia a la compresión de un hormigón curado hasta los 28 días.

El presente trabajo, apoyado en la estadística, determina el factor k de las PN de la región occidental de Cuba y también su influencia en la calidad del hormigón. Para ello se fabricarán hormigones con diferentes niveles de reemplazo y se verificará la importancia de los factores tiempo de curado y nivel de reemplazo sobre la variable de respuesta (resistencia a la compresión). Asimismo, se evaluará el desempeño por durabilidad de los hormigones fabricados a partir del ensayo de absorción capilar, y serán comparados estadísticamente con el hormigón patrón.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

Para la fabricación de los hormigones se utilizó un CPO que responde a la denominación P-350 (tipo I) de la fábrica Cementos Curacao, del municipio Mariel, en la provincia de Artemisa. La tabla 1 muestra sus principales características y los valores se comparan con los establecidos por la norma cubana [11].

Los áridos utilizados en el estudio son de origen natural, de la cantera La Molina, ubicada en el municipio Mariel, en la provincia de Artemisa. Todos los ensayos se realizaron según establecen las normas cubanas correspondientes [12–16]. En las tablas 2 y 3 se detallan las propiedades físicas de los áridos y su distribución granulométrica.

La PN empleada es del yacimiento Las Carolinas, dispuesto en la provincia de Cienfuegos, en Cuba. La caracterización de este material la permitió el departamento de geología de la

TABLA 1
Propiedades físicas del cemento (P-350)

Propiedades	Valores	Aceptación NC 95: 2011
Superficie específica (Blaine) (cm ² /g)	3317	Mín. 2800
Finura (%)	1,7	Máx. 10
Tiempo de fraguado inicial (min)	102:00:00	Mín. 45
Tiempo de fraguado final (h)	3:02:00	Máx. 10
Peso volumétrico (kg/m ³)	1168	
Densidad (g/cm ³)	3,15	
Consistencia normal (%)	24,5	

fábrica de cemento de Cienfuegos. Para facilitar su hidratación la puzolana fue molida finamente hasta que el retenido en el tamiz de 90 μ m fuera igual al 10% o menor. En la [tabla 4](#) se muestra la composición química y en la [tabla 5](#) se ordenan algunas características físicas de dicha puzolana.

2.1. Método experimental

El interés del estudio es determinar el factor k de la PN del yacimiento de Las Carolinas, de la región Occidental de Cuba, y medir la influencia del nivel de reemplazo y el tiempo de curado sobre la resistencia a la compresión. También se compararán los valores de porosidad efectiva de los hormigones con reemplazo, seleccionados al azar, con el patrón.

Se decidió usar un diseño factorial multinivel para el estudio de la resistencia a la compresión de los hormigones. En el factor Reemplazo Puzolana se incluyeron 5 niveles, los valores bajo y alto además de otros niveles igualmente espaciados entre ellos, y en el caso del factor Días Curado se incluyeron 2 niveles, bajo y alto. En la [tabla 6](#) se especifican los factores y la cantidad de niveles por cada uno de ellos. A cada tratamiento

TABLA 2

Propiedades físicas de los áridos fino y grueso

Propiedades	Arena	Gravilla
Peso específico corriente (g/m^3)	2,61	2,63
Peso específico saturado (g/m^3)	2,65	2,66
Peso específico aparente (g/m^3)	2,72	2,70
Por ciento de absorción (%)	1,8	1
Masa volumétrica suelta (kg/m^3)	1.477	1.371
Masa volumétrica compactada (kg/m^3)	1.663	1.510
Por ciento de huecos (%)	37	45
Material más fino tamiz 200 (%)	9,9	1,2

TABLA 3

Distribución granulométrica de los áridos empleados

Áridos	Tamices (mm)									
	19,1	12,7	9,52	4,76	2,38	1,19	0,59	0,295	0,149	
Fino	100	100	100	88	57	41	26	14	7	
Grueso	98,5	43	4,33	0,83	0	0	0	0	0	

TABLA 4

Composición de la puzolana natural

Contenido	Puzolana natural
Dióxido de silicio (SiO_2) (%)	56,40
Óxido férrico (Fe_2O_3) (%)	5,13
Óxido de aluminio (Al_2O_3) (%)	11,71
Óxido de calcio (CaO) (%)	7,17
Óxido de magnesio (MgO) (%)	1,93
Trióxido de azufre (SO_3) (%)	0,0319

TABLA 5

Propiedades físicas de la puzolana natural

Puzolanidad por Frattini (mg/g)	636
Determinación de la superficie específica (cm^2/g)	3882,98
Determinación de la densidad (kg/dm^3)	2,24

se le asignó 3 bloques a ensayar, o sea, se realizó un experimento y 2 réplicas por cada tratamiento.

Se analizó el comportamiento de estos factores sobre la resistencia a la compresión basado en la metodología de superficies de respuesta. Este diseño está respaldado por un conjunto de técnicas matemáticas y estadísticas que son útiles para modelar y analizar problemas en los cuales una respuesta de interés es influida por varias variables, y el fin es optimizar esta respuesta [17]. La diferencia entre diseños de metodología de superficies de respuesta y diseños factoriales es la inclusión de los efectos cuadráticos. De acuerdo con Walpole et al. [18], el efecto cuadrático causa la estimación de la superficie de respuesta al exhibir una curvatura. En el presente trabajo se determinó de forma experimental los niveles de los factores que conducen a obtener una respuesta óptima con la ayuda del software estadístico StatGraphics Centurion XV [19].

Conjuntamente se midió la porosidad efectiva por el método establecido en la norma cubana [20]. Las mediciones se realizaron en el hormigón patrón y con el 10 y 20% de reemplazo de cemento Portland por PN. Para el estudio en cuestión los testigos fueron extraídos de las probetas de 15 cm de diámetro y 30 cm de alto para evitar el efecto pared que se produce en la zona próxima a la superficie. Con el fin de determinar la porosidad efectiva se analizaron 3 testigos por cada tipo de hormigón. En este caso no se diseñó un experimento, solo se tomó al azar el tipo de hormigón y se ensayó a nivel de laboratorio, determinando si existe diferencia estadísticamente significativa entre los resultados obtenidos.

2.2. Descripción del procedimiento

Se consideró un hormigón patrón con una resistencia característica a la compresión de 30 MPa a los 28 días, y en función del grado de control en el laboratorio, su resistencia media a compresión será de 32 MPa. Las mezclas consideradas en el estudio tienen el mismo tipo de árido y dosificados en la misma proporción a manera de obtener una curva granulométrica constante. Se utilizó una proporción de árido fino y grueso de 45/55% respectivamente. La relación agua-cemento (0,45) se consideró para un ambiente donde la agresividad es alta, según lo establece la norma cubana [10].

Para mejorar la laborabilidad del hormigón fresco se utilizó el aditivo Dynamón SRC-20 perteneciente al nuevo sistema de MAPEI. Se trata de un aditivo superfluidificante de base acrílica (segunda generación avanzada) modificado para hormigones premezclados caracterizados por una baja relación agua-cemento, altas resistencias mecánicas y largo mantenimiento de la laborabilidad. El asentamiento deseado medido por el cono de Abrams estará entre 14 y 16 cm aproximadamente. La dosis empleada varió en función del contenido de reemplazo de cemento Portland por PN. La cantidad de materiales a emplear por cada tipo de hormigón a elaborar se muestra en la [tabla 7](#).

3.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El ensayo de absorción de agua por capilaridad y resistencia a la compresión del hormigón se aplicó según la metodología establecida por las normas cubanas [20,21] respectivamente,

TABLA 6

Factores bajo estudio y sus niveles

Factores	Bajo (-1)	Medio-Bajo (-0,5)	Medio (0)	Medio-Alto (0,5)	Alto (1)
Reemplazo Puzolana (%)	0	10	15	20	25
Días Curado (días)	7	-	-	-	28

TABLA 7

Dosificación y cantidad de materiales

Materiales	PP	P10%	P15%	P20%	P25%
Relación a/c	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
Cemento P-350 (kg) 21,10	18,99	17,94	16,88	15,83	
Puzolana natural (kg)	-	2,11	3,17	4,22	5,28
Agua (L)	9,51	9,51	9,51	9,51	9,51
Árido grueso (kg)	48,25	47,85	47,65	47,45	47,25
Árido fino (kg)	39,95	39,65	39,50	39,35	39,15
Aditivo (%-ml)	0,35-65	0,71-120	0,94-150	1,26-190	1,63-230

utilizando testigos con diámetro de 10 cm y probetas cilíndricas de 15 × 30 cm respectivamente. En la figura 1 se muestran los resultados obtenidos de los ensayos antes mencionados, y en ambos casos se observa cómo el reemplazo de cemento Portland por PN influye en la reducción de la porosidad del hormigón y el incremento de la resistencia a la compresión de los mismos.

3.1. Análisis de resistencia a la compresión

Como parte de la investigación, los resultados obtenidos fueron procesados estadísticamente para conocer la influencia de cada factor y su interacción en el rendimiento (resistencia a la compresión del hormigón). El estadígrafo empleado es el análisis de varianza (ANOVA) el cual particiona la variabilidad de la resistencia a la compresión en piezas separadas para cada uno de los efectos, y de esta forma prueba la significación estadística de cada uno de los factores comparando su cuadrado medio contra un estimado del error experimental [18].

Según Montgomery [17], el término significación estadística es empleado para evidenciar que existen diferencias o no; en otras palabras, se define como la probabilidad de tomar la decisión de rechazar la hipótesis nula cuando esta es verdadera (decisión conocida como error de tipo I). Esta decisión a menudo se toma utilizando el valor-p que no es más que la probabilidad de obtener un resultado al menos tan extremo como el que se ha conseguido. Cuanto menor sea este, más significativo será el resultado.

En el estudio en cuestión los efectos principales, el efecto de

la interacción y del término cuadrático puro tienen un valor-p menor que 0,05 lo que indica que son significativamente diferentes de cero con un nivel de confianza del 95%. La figura 2 representa el diagrama de Pareto y la longitud de cada barra es proporcional al valor del estadístico calculado para el efecto correspondiente. Cualquier barra más allá de la línea de ruido es estadísticamente significativa en el nivel de significación seleccionado, establecido de forma predeterminada en 5%. Por tal razón se puede afirmar que todos los efectos influyen en la resistencia a la compresión, pero el tiempo de curado es el que predomina en el resultado final.

3.2. Determinación del factor k

Los valores obtenidos de resistencia a la compresión para cada nivel de reemplazo fueron comparados con los del hormigón patrón. Se identificó que existe diferencia significativamente estadística entre ellos excepto para el hormigón con un 25% de reemplazo. La resistencia a la compresión para un reemplazo del 20% de cemento Portland por PN se incrementa en un 16% con respecto al hormigón patrón, es por ello que se puede afirmar que la eficacia cementante de esta PN es $k = 0,2$.

Conocido este factor es preciso revisar otros aspectos. Si energética y ecológicamente este nivel de reemplazo es significativo, hay que sumar al logro de ahorrar un 20% de cemento Portland el valor agregado que implica curar durante 28 días.

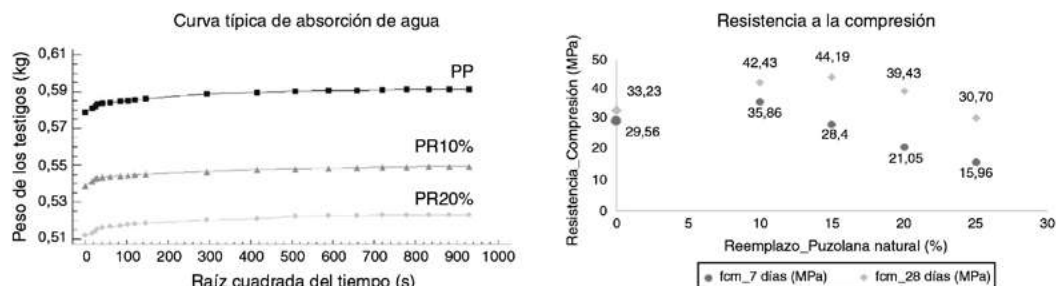


Figura 1. Curvas típicas de absorción de agua por capilaridad y resistencia a la compresión.

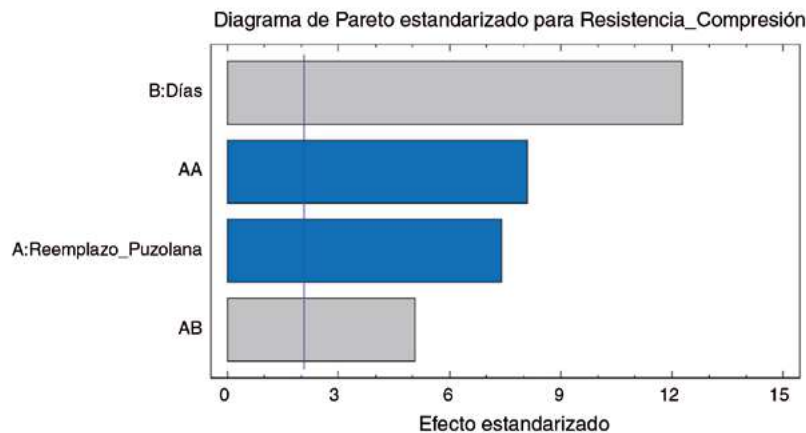


Figura 2. Evolución de la resistencia a la compresión.

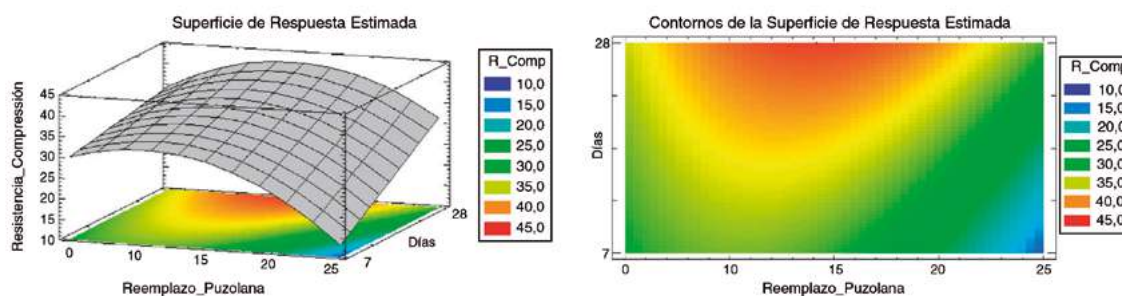


Figura 3. Superficies y contornos de respuesta estimada.

3.3. Estimación de los valores óptimos de reemplazo

La metodología de superficies de respuesta suministra las vías eficientes para localizar un conjunto de condiciones experimentales que facilitan una respuesta máxima o mínima. La figura 3 detalla la curvatura tipo colina que generó el software y los contornos de la misma.

En ella se percibe que con el aumento del tiempo de curado también se incrementa la resistencia a la compresión. Lógicamente, la reacción puzolánica depende de la hidratación de las partículas de cemento, por lo tanto, debe haber suficiente humedad para que este se hidrate y luego reaccione el material puzolánico con la consecuente formación de compuestos resistentes.

Para conocer los mejores puntos en un valor conocido de resistencia a la compresión se decidió optimizar la respuesta para 35 MPa. Se fijó un rango de tiempo de curado que se mantuvo entre los 7 y 15 días y entonces se procedió a mover los valores del nivel de reemplazo. En la figura 4 y la tabla 8 se detallan los puntos óptimos y las coordenadas de los mismos.

Cada par de coordenadas indica el mejor ajuste para obtener la resistencia a la compresión deseada. La intención es reducir el tiempo de curado a valores lógicos. En cada área seleccionada el nivel de reemplazo varió desde el 8,4 al 15,2%. Por otra parte, el tiempo de curado se mantuvo en la zona más próxima a los 15 días.

3.4. Análisis de la porosidad

La norma cubana establece la determinación de la absorción de agua por capilaridad en hormigones endurecidos mediante el método de ensayo propuesto por Göran Fa-

gerlund [22]. En nuestro país este método es muy usado para establecer los requisitos de durabilidad en el diseño de los hormigones y para comprobar la capilaridad de estos en su estado endurecido. La tabla 9 muestra los términos que fueron medidos para determinar el coeficiente de porosidad efectiva.

Los resultados fueron analizados en el mismo software empleado en el análisis de la resistencia a la compresión. Se realizó un análisis de varianza para comparar si existe diferencia estadísticamente significativa entre los resultados obtenidos para los hormigones con reemplazo del 10 y 20% con respecto al hormigón patrón.

En la figura 5 se muestra el diagrama de medias muestrales. En contraste con el hormigón patrón, los que tienen reemplazo del 10 y 20% presentan una reducción en la porosidad efectiva del 55 y 52% respectivamente.

También se realizó la prueba de múltiples rangos. Existen 2 grupos homogéneos, los hormigones con el 10 y 20% de reemplazo, por tal razón no hay diferencia estadísticamente significativa entre dichos niveles. El método empleado actualmente para discriminar entre las medias es el procedimiento de diferencia mínima significativa de Fisher. Con este método hay un riesgo del 5% al decir que cada par de medias es significativamente diferente.

Lo cierto es que el reemplazo de cemento Portland por PN en la fabricación de hormigones influye positivamente en la resistencia a la compresión y la porosidad de los mismos. Su finura, similar a la del cemento, tiene un efecto filler que suple la falta de fino de los áridos cubanos. Asimismo, la reacción puzolánica como proceso secundario aporta compuestos resistentes que también rellenan poros.

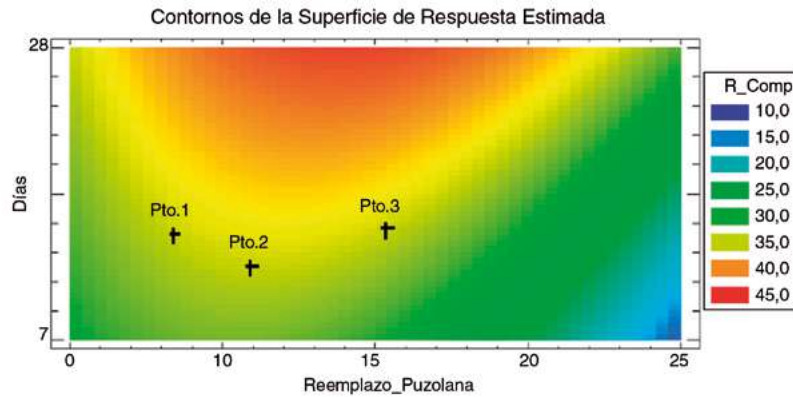


Figura 4. Puntos óptimos en los rangos de reemplazo establecidos.

TABLA 8

Rangos establecidos y valores óptimos

Factor	Nivel bajo	Nivel alto	Óptimo
<i>Pto. 1 (valor óptimo = 35 MPa)</i>			
Reemplazo Puzolana (%)	0	10	8,4
Días	7	15	14,6
<i>Pto. 2 (Valor óptimo = 35 MPa)</i>			
Reemplazo Puzolana (%)	10	15	10,7
Días	7	15	12,4
<i>Pto. 3 (Valor óptimo = 35 MPa)</i>			
Reemplazo Puzolana (%)	15	20	15,2
Días	7	15	14,7

TABLA 9

Coefficientes de porosidad efectiva

Testigos	Q_n (kg)	Q_0 (kg)	h^2 (m ²)	A (m ²)	ξ (%)
PP 1	0,592612	0,570300	0,029550	0,008036	9,40
PP 2	0,588561	0,565200	0,029525	0,007992	9,90
PP 3	0,625147	0,601600	0,029500	0,007996	9,98
PR10% 1	0,499798	0,490100	0,029525	0,007996	4,11
PR10% 2	0,577258	0,567000	0,029550	0,007870	4,41
PR10% 3	0,570688	0,560000	0,029500	0,007968	4,55
PR20% 1	0,563964	0,553000	0,029550	0,007992	4,64
PR20% 2	0,500079	0,489300	0,029525	0,007996	4,57
PR20% 3	0,505078	0,493600	0,029575	0,008020	4,84

A: área de succión; h: espesor del espécimen; PP: probeta patrón; PR10%: probeta con reemplazo del 10% y PR20%: probeta con reemplazo del 20%; Q_0 : peso del espécimen al inicio; Q_n : peso del espécimen en el punto crítico; ξ : porosidad efectiva.

4. CONCLUSIONES

Del análisis de los resultados de este estudio que determinó el factor k de la PN en cuestión y evaluó la influencia de esta sobre la calidad de los hormigones, se puede concluir que:

- El factor k de las PN de la región occidental de Cuba es de 0,2. Para este nivel de reemplazo las mejoras significarían un incremento del 16% de la resistencia a la compresión con respecto al hormigón patrón.

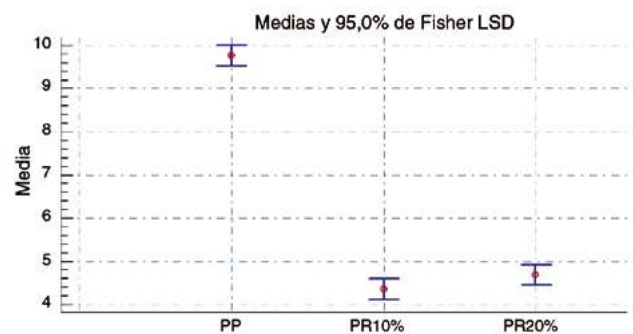


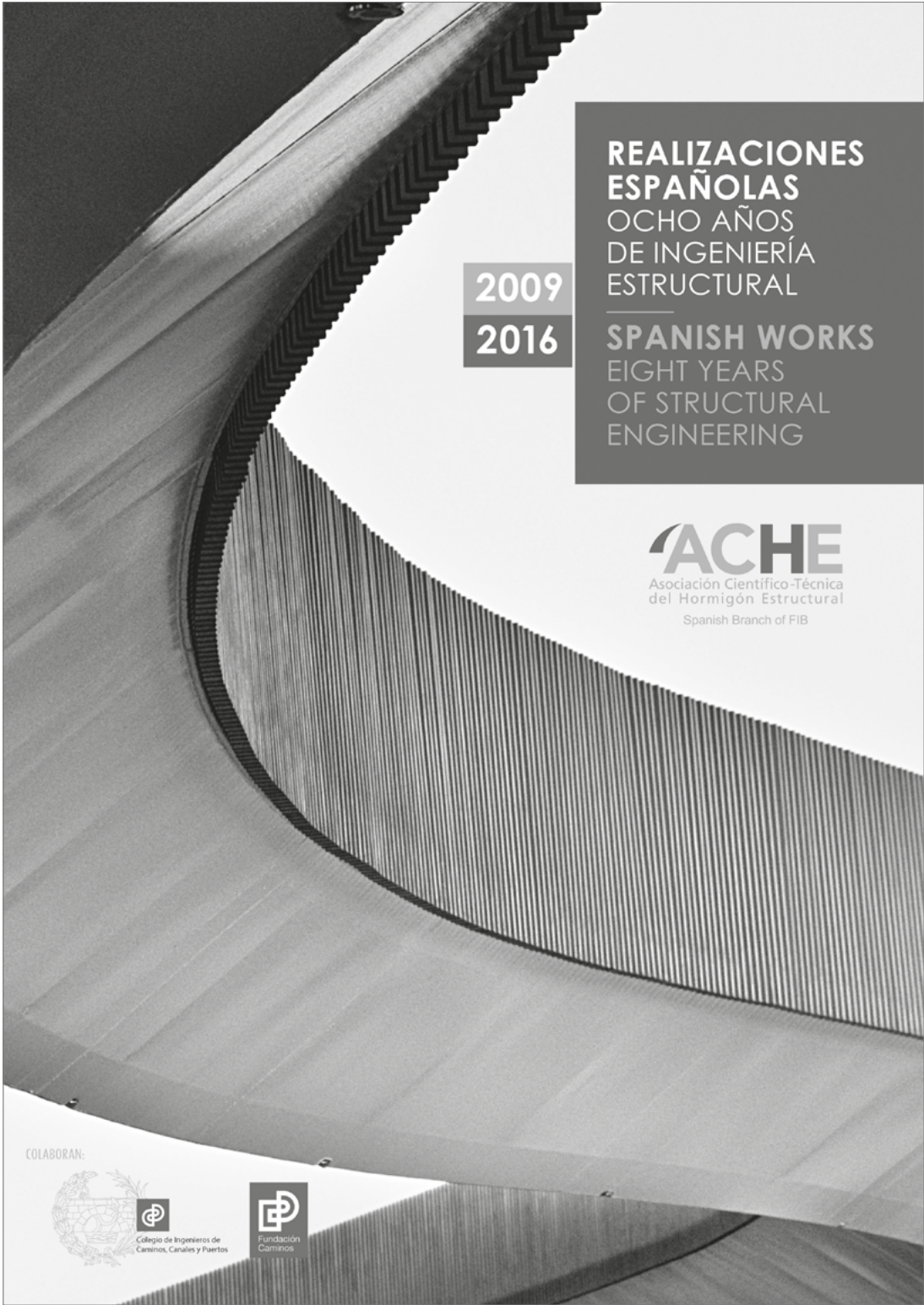
Figura 5. Diagrama de medias muestrales.

- Con el fin de obtener valores de resistencia a la compresión de 35 MPa y curar el menor tiempo posible, la metodología de superficie de respuesta identificó 3 puntos que reflejan los valores óptimos de tiempo de curado y nivel de reemplazo. En ningún caso se logró la resistencia a la compresión deseada sin curar por menos de 12 días, incluso para niveles de reemplazo bajos. De ahí la importancia que tiene curar los hormigones cuando se emplean PN en su fabricación.
- Todos los valores de porosidad efectiva son inferiores al 10%, aunque los obtenidos para los niveles de reemplazo del 10 y 20% son significativamente inferiores a los obtenidos para el hormigón patrón. Para estos niveles de reemplazo se redujo la porosidad en un 55 y 52% respectivamente.
- El estudio concuerda en la importancia que tienen los ensayos directos de resistencia en los hormigones. Con el empleo de la estadística se demostró la capacidad que tienen las PN para mejorar la calidad de los hormigones. Hay que reconocer el papel que desempeña el tiempo de curado incluso sobre el nivel de reemplazo.

Bibliografía

- [1] P.-C. Aitcin, Cements of yesterday and today concrete of tomorrow, *Cement and Concrete Research* 30 (2000) 11.
- [2] P.C. Hewlett, *Lea's chemistry of cement and concrete*, 4 th ed., Elsevier, China, 2004, pp. 1035.
- [3] M.S. Meddah, A. Tagnit-Hamou, Pore structure of concrete with mineral admixtures and its effect on self-desiccation shrinkage, *ACI Materials Journal* 106 (3) (2009) 11.

- [4] S. Diamond, Mercury porosimetry. An inappropriate method for the measurement of pore size distributions in cement-based materials, *Cement and Concrete Research* 30 (2000) 9.
- [5] P.K. Mehta, High performance, high-volume fly ash concrete for sustainable development, en: *Proceedings of the International Workshop on Sustainable Development and Concrete Technology*. 2004. Beijing, China.
- [6] M. López, J.T. Castro, Efecto de las puzolanas naturales en la porosidad y conectividad de poros del hormigón con el tiempo, *Revista Ingeniería de Construcción* 25 (3) (2010) 13.
- [7] P.K. Mehta, P.J.M. Monteiro, *Concrete: Microstructure, properties and materials*, 3 th ed, McGraw-Hill, New York, 2005, pp. Xxi.
- [8] A. Merida, F. Kharchi, Pozzolan concrete durability on sulphate attack, *Procedia Engineering* 114 (2015) 6.
- [9] B. Uzal, L. Turanli, H. Yücel, M.C. Göncüoğlu, A. C. ulfaz, Pozzolanic activity of clinoptilolite: A comparative study with silica fume, fly ash and a non-zeolitic natural pozzolan, *Cement and Concrete Research* 40 (2010) 7.
- [10] NC-120, Hormigón hidráulico. Especificaciones. 2014, Oficina Nacional de Normalización: La Habana. p. 74.
- [11] NC-95, Cemento Portland. Especificaciones. 2001, Oficina Nacional de Normalización: La Habana.
- [12] NC-186, Arena. Peso específico y absorción de agua. Método de ensayo. 2002, Oficina Nacional de Normalización: La Habana.
- [13] NC-186, Áridos. Determinación del por ciento de huecos. Método de ensayo. 2002, Oficina Nacional de Normalización: La Habana.
- [14] NC-181, Áridos. Determinación del peso volumétrico. Método de ensayo. 2002, Oficina Nacional de Normalización: La Habana.
- [15] NC-177, Áridos. Determinación del por ciento de huecos. Método de ensayo. 2002, Oficina Nacional de Normalización: La Habana.
- [16] NC-182, Áridos. Determinación del material más fino que el tamiz de 0.074 (No. 200). Método de ensayo, Oficina Nacional de Normalización: La Habana.
- [17] D.C. Montgomery, *Diseño y análisis de experimentos*, G.E.I. S.A., México, 1991, p. 589.
- [18] R. Walpole, et al., R.H. Myers, S.L. Myers, K. YE, *Probabilidad y estadística para ingeniería y ciencias*, 9 th ed, Pearson Education, Inc, México, 2012, pp. 792.
- [19] N.W. Polhemus, *Statistical analysis using StatGraphics Plus. Volume 2: Quality control and experimental design*, Statistical Graphics Corporation, Englewood Cliffs, NJ, 1999.
- [20] NC-345, Hormigón endurecido. Determinación de la absorción de agua por capilaridad. 2011, Oficina Nacional de Normalización: La Habana.
- [21] NC-244, Hormigón endurecido. Determinación de la resistencia a la compresión en probetas cilíndricas. 2005, Oficina Nacional de Normalización: La Habana.
- [22] G. Fagerlund, *On the capillarity of concrete*, N.C. Research, Editor. 1982. p. 20.



2009

2016

**REALIZACIONES
ESPAÑOLAS**
OCHO AÑOS
DE INGENIERÍA
ESTRUCTURAL

SPANISH WORKS
EIGHT YEARS
OF STRUCTURAL
ENGINEERING

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

COLABORAN:



Colegio de Ingenieros de
Carreteras, Canales y Puertos



Fundación
Caminos

ACHE

SECRETARÍA DE ACHE

Tel.: 91 336 66 98

www.e-ache.com

Análisis por elementos finitos de la rotura por cortante en vigas de hormigón armado y pretensado

Finite element analysis of shear failure of reinforced and prestressed concrete beams

Alexander Kagermanov

IUSS, Pavia, Italia

Recibido el 23 de enero de 2018; aceptado el 1 de octubre de 2018

RESUMEN

En el artículo se presenta la aplicación del método de elementos finitos a la rotura por cortante en vigas de hormigón armado y pretensado con bajas cuantías, o incluso total ausencia, de armadura transversal. Se describe en detalle el modelo constitutivo del hormigón fisurado empleado, el cual se basa en un modelo ortotrópico bidimensional con fisuración distribuida. El modelo se implementó en un elemento finito de tipo membrana en el programa de cálculo no lineal IDEEA. El modelo propuesto se verifica con varios ensayos experimentales disponibles en la literatura. El primer ejemplo concierne la respuesta de una viga de gran canto de 19 m de luz, cuya rotura se produjo en la zona sin armadura transversal por tracción diagonal. El segundo ejemplo analiza el voladizo de estribo de un paso superior colapsado en 2006. En el último ejemplo se analizan una serie de vigas de hormigón pretensado en doble T, donde además de predecir la curva carga desplazamiento, se presentan resultados de abertura de fisura en la zona del alma para distintos niveles de carga aplicada.

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

PALABRAS CLAVE: Elementos finitos; Vigas hormigón; Cortante; Vigas pretensadas; Colapso puente

ABSTRACT

Three application examples are presented of the finite element method to the analysis of shear critical reinforced and prestressed concrete beams, with little or no transverse reinforcement. The constitutive model for cracked concrete is described. This is based on an orthotropic smeared-crack model, which has been implemented in a membrane finite element available in the computer program IDEEA. The proposed model is verified with several experimental tests available in the literature. In the first case, we analyze the response of a 19 m long deep beam that failed in the right span with no transverse reinforcement in diagonal-tension failure. The second example concerns an overpass structure that collapsed in 2006 due to shear failure of the cantilever slab in one of the abutments. In the last example we analyze a number of prestressed concrete beams, where also results regarding the maximum crack width in the beam web region at different levels of applied load are presented.

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

KEYWORDS: Finite elements; Reinforced concrete beams; Shear; Prestressed beams; Collapse bridge

1

INTRODUCCIÓN

Actualmente, existe un interés creciente por métodos fiables y precisos de evaluación de estructuras existentes de hormigón armado (HA) y pretensado (HP), debido principalmente

a los siguientes factores: 1) aumento de estructuras existentes cuya antigüedad supera los 50 años (como referencia, según la EHE-08 la vida útil nominal de estructuras de edificación es 50 años); 2) aumento de las cargas de tráfico, y 3) actualización de

* Correo electrónico: alexander.kagermanov@iusspavia.it

las normativas de diseño hacia mayores niveles de seguridad y servicio. Como consecuencia, muchas de las estructuras existentes, si son verificadas de acuerdo con los estándares actuales, no cumplirían con las normativas vigentes

Especial preocupación recibe el diseño a cortante, ya que compromete de forma directa la integridad estructural, lleva asociado un tipo de rotura frágil dificultando una posible intervención a tiempo, muchos elementos estructurales típicamente se han diseñado sin armadura de cortante (p. ej., ménsulas, losas, muros, etc.), y además todavía no existe una teoría universal y unánime capaz de predecir la resistencia a cortante para cualquier tipo de carga, geometría y condiciones de apoyo. Como resultado, las normativas vigentes (ACI 318-11, Eurocódigo 2 [EC2], CSA, etc.) proporcionan formulaciones diferentes que en determinados casos aportan valores muy distintos y alejados de la realidad.

De los distintos modelos sobre resistencia a cortante que aparecen en la bibliografía, cabe citar aquí aquellos basados en la teoría del campo de compresiones [1–4], también denominados modelos ortotrópicos con fisuración distribuida (*orthotropic smeared-crack*). En esencia, dichos modelos se basan en la transformación del campo tensional a las direcciones principales del hormigón fisurado, en las cuales se plantean unas leyes constitutivas en tracción y compresión que permiten caracterizar la respuesta de un punto material sujeto a un estado biaxial de tensiones. La teoría presenta una clara base física y se ha aplicado con buenos resultados al análisis frente a cortante. Versiones simplificadas adaptadas al diseño aparecen en el Código Modelo 2010, CSA, AASTHO [5–9]. Además, la teoría es lo suficientemente genérica como para implementarse en programas de cálculo no lineal basados en el método de los elementos finitos (MEF) [10–12]. Sin embargo, su aplicación en el caso de ausencia de armadura transversal, cuando la rotura a cortante se produce por tracción diagonal, sigue siendo objeto de investigación.

En el presente trabajo se presenta un modelo constitutivo del hormigón que incorpora conceptos de la mecánica de fractura para su aplicación a la rotura por cortante de vigas de HA y HP con bajas cuantías, o incluso total ausencia, de armadura transversal. Como aplicación se analizan 3 ejemplos con clara relevancia práctica. El primero concierne la respuesta de una viga de gran canto de 19 m de luz, donde la rotura se produjo en la zona sin armadura transversal por tracción diagonal. En el segundo se analiza el voladizo de estribo del paso superior Concorde, responsable del colapso del puente en el año 2006. En el último ejemplo se investiga una serie de vigas de HP en doble T, incluyendo resultados numéricos de abertura de fisura en la zona del alma para distintos niveles de carga aplicada. En todos los ejemplos se describe en detalle el modelo numérico, condiciones de carga y apoyo, y los parámetros del modelo constitutivo empleado.

2. MODELO CONSTITUTIVO DEL HORMIGÓN FISURADO

El modelo constitutivo empleado consiste en un modelo ortotrópico con fisuración distribuida, originalmente propuesto en las referencias [13–15]. Dicho modelo fue modificado incorporando conceptos de la mecánica de fractura para extender su aplicabilidad a elementos con bajas cuantías de armado, donde la respuesta global viene determinada por la propagación de fisuras diagonales.

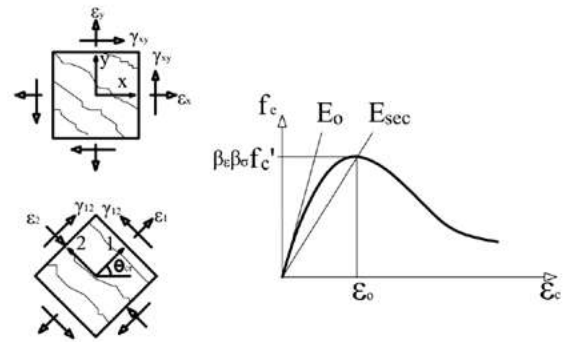


Figura 1. Modelo constitutivo: transformación del campo de deformaciones y envolvente de compresiones.

A continuación, se resumen los aspectos más relevantes.

Conocido el estado deformacional en el sistema de referencia x-y, ϵ_{xy} , en un punto material del hormigón fisurado, y el ángulo de inclinación de las fisuras, θ_{cr} , el campo de deformaciones en la dirección de las fisuras viene dado como:

$$\epsilon_{12} = T(\theta_{cr}) \epsilon_{xy} \quad (1)$$

donde $T(\theta_{cr})$ es la matriz de transformación entre el sistema de referencia x-y y el 1-2 (fig. 1). El ángulo θ_{cr} se determina cuando se forma la primera fisura, es decir, cuando la tensión principal de tracción supera la resistencia a tracción del hormigón ($\sigma_1 > f_{ct}$), y a partir de allí se mantiene fijo durante el análisis. Este hecho da lugar a que puedan existir deformaciones tangenciales en el plano de la fisura, lo cual requiere un modelo constitutivo que relacione dichas deformaciones con sus correspondientes tensiones tangenciales, tal como se explica a continuación.

Las tensiones correspondientes a las deformaciones ϵ_{12} pueden obtenerse a partir de leyes constitutivas «uniaxiales equivalentes» en compresión, tracción y en tensión tangencial. En compresión se utiliza la curva de Popovics como envolvente, caracterizada por un módulo de rigidez inicial, E_{co} , la resistencia a compresión, f'_c , y su correspondiente deformación, ϵ_0 (fig. 1). La ecuación de la envolvente viene dada como:

$$f_c = \frac{f'_c x r}{r-1+x^r} \quad (2)$$

donde $x = \epsilon_c/\epsilon_0$, $r = E_{co}/(E_{co}-E_{sec})$ y $E_{sec} = f'_c/\epsilon_0$. La respuesta en compresión viene reducida en función de las deformaciones de tracción en la dirección perpendicular a las fisuras, ϵ_1 , fenómeno conocido como «compression softening». Dicha reducción viene cuantificada mediante el factor β_ϵ dado como:

$$\beta_\epsilon = \frac{1}{0,80 - 0,34 \epsilon_1/\epsilon_0} \quad (3)$$

En el caso de compresión biaxial, se produce un aumento de la resistencia debido al confinamiento lateral, el cual viene cuantificado por el factor β_σ :

$$\beta_\sigma = 1 + 0,92 \frac{\sigma_1}{f'_c} - 0,76 \left(\frac{\sigma_1}{f'_c} \right)^2 \quad (4)$$

donde σ_1 es la tensión de compresión en la dirección ortogonal. Como puede observarse, dichas leyes «uniaxiales» realmente

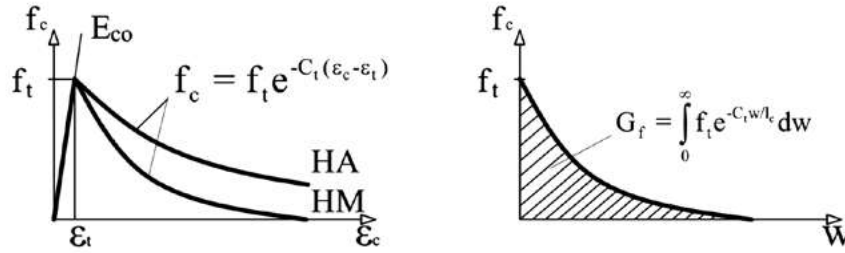


Figura 2. Ley tensión deformación en tracción y tensión de tracción abertura de fisura.

están acopladas entre sí, y por tanto, no son totalmente independientes.

En tracción, se utiliza una ley lineal hasta el punto de fisuración, seguida de un tramo descendente caracterizado por el coeficiente C_t , dado como:

$$f_c = f_t e^{-C_t(\varepsilon_c/\varepsilon_t)} \quad (5)$$

donde f_t es la resistencia a tracción, y ε_t la correspondiente deformación. El tramo descendente tiene en consideración la contribución del hormigón entre fisuras para transmitir tracciones (*tension-stiffening*), que se transfieren por tensiones de adherencia entre hormigón y acero. El valor del coeficiente C_t determina la pendiente del tramo descendente, la cual depende de la cuantía de armado, características de adherencia, resistencia del hormigón, etc. Para un HA con muy bajas cuantías u hormigón en masa (HM), el descenso será más pronunciado, mientras que para un HA con cuantías convencionales (HA) el descenso será menor. En este último caso, valores de $C_t \approx 1.000$ presentan un buen ajuste con resultados experimentales [1]. Para el caso HM, el coeficiente C_t debe calcularse con base en el concepto de energía de fractura, C_f , definida como el área bajo la curva tensión de tracción-abertura de fisura (fig. 2). Puesto que la abertura de fisura viene relacionada con la deformación de tracción como $w = \varepsilon_t l_c$ (l_c = longitud característica), el área bajo la curva f_{c-w} es igual a:

$$G_f = \frac{l_c f_c}{C_t} \quad (6)$$

En la bibliografía aparecen distintas propuestas para G_f y l_c . En el caso de fisuras uniformemente distribuidas con aberturas similares, l_c corresponde al espaciamiento medio entre fisuras, el cual puede estimarse con expresiones de la normativa. En el caso de fisuras concentradas, por ejemplo fisuras diagonales de cortante, se produce una localización de deformaciones a lo largo de la fisura, lo cual puede aumentar la sensibilidad del modelo numérico a las dimensiones de la malla de discretización. Es, por tanto, necesario asociar l_c a las dimensiones del elemento finito del modelo numérico. En el presente caso, se utilizaron los valores de G_f propuestos por VOS 1973 [11], mientras que para l_c se tomó como referencia la dimensión de la diagonal del elemento finito utilizado en el análisis.

En cuanto a deformaciones tangenciales en el plano de la fisura, γ_{12} , se utiliza una ley que depende del módulo de rigidez a cortante del hormigón fisurado, el cual se obtiene por reducción del módulo elástico inicial mediante el factor β . Además, la

tensión tangencial máxima sobre la fisura se limita al valor $v_{ci,max}$, valor empírico obtenido de ensayos *push-off* que representa la resistencia máxima por engranamiento de áridos [1]:

$$\tau_{12} = \beta G_0 \gamma_{12} < v_{ci,max} \quad (7)$$

$$v_{ci,max} = \frac{0,18 \sqrt{f_c}}{0,31 + \frac{24w}{a_g + 16}} \quad (8)$$

donde β es un factor de reducción constante, G_0 es el módulo de rigidez del hormigón sin fisurar ($G_0 = E_c/2 [1 + \nu]$), el coeficiente de Poisson en el rango elástico, w es la abertura de fisura y a_g es el tamaño máximo de árido. De nuevo, distintas propuestas aparecen en la literatura para el valor de β . Normalmente, $0 < \beta < 0,50$, dependiendo de la cuantía de armado. En el presente caso se utiliza la expresión simplificada que relaciona β con la cuantía de armadura transversal, ρ_t :

$$\beta = \sqrt[3]{\rho_t} \quad (9)$$

En el caso de $\rho_t = 0$ (ausencia de armadura transversal), se adopta para β un valor mínimo entre 0,001-0,0001 por cuestiones de estabilidad numérica.

3. IMPLEMENTACIÓN EN EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

El campo de deformaciones que se utiliza como entrada en el modelo constitutivo se obtiene a partir de los desplazamientos nodales del elemento finito como:

$$\varepsilon_{xy} = Bd \quad (10)$$

donde B es la matriz de compatibilidad y d es el vector de desplazamientos nodales del elemento. En el presente caso se utiliza un elemento cuadrilátero isoparamétrico (tipo membrana) con 4 nodos y 3 grados de libertad por nodo: 2 traslacionales y uno rotacional. Dicho elemento se obtiene por condensación de los nodos intermedios de un elemento con 8 nodos (4 en esquinas y 4 intermedios), en cuya formulación aparecen funciones de interpolación hasta orden 3, por lo que un único elemento es capaz de reproducir distribuciones parabólicas de deformación de forma exacta.

Para el caso del hormigón, el campo de deformaciones ε_{xy} se transformaría a las direcciones de fisuración según la ecuación

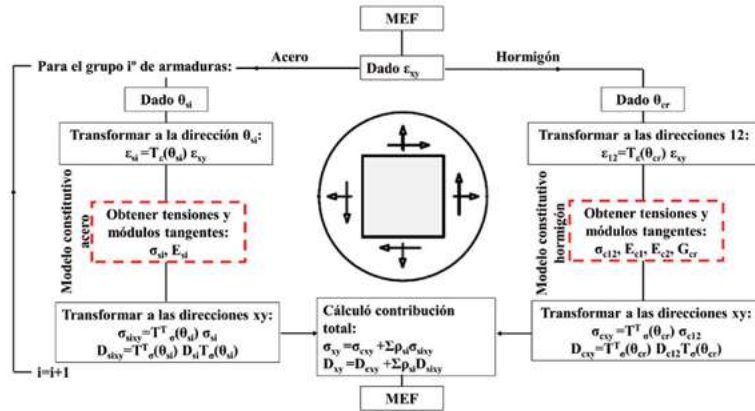


Figura 3. Diagrama de flujo del modelo constitutivo en el MEF.

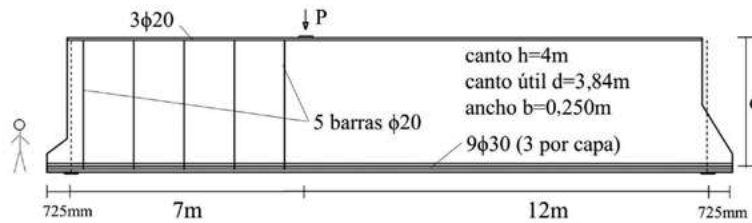


Figura 4. Viga de gran canto ensayada en la Universidad de Toronto.

ción (1), mientras que en el caso de existir armadura distribuida ϵ_{xy} se transformaría a la dirección de las barras, inclinadas en un ángulo θ_{si} respecto del eje x , donde el subíndice i se refiere al i° grupo de barras. En el caso de existir varios grupos de barras, como por ejemplo en el caso de armadura longitudinal y transversal, ϵ_{xy} se transformaría en cada dirección para posteriormente obtener las correspondientes tensiones.

Las tensiones y los módulos tangentes del hormigón y el acero se obtendrían de los modelos constitutivos correspondientes, y se volverían a transformar al sistema de referencia xy para hallar el vector de fuerzas internas y la matriz de rigidez tangencial. El vector de fuerzas internas del elemento, f_{int} , se obtiene por integración de las tensiones totales, σ_{xy} , multiplicadas por la matriz de compatibilidad como:

$$f_{int} = \int_x B^T \sigma_{xy} dV \quad (11)$$

donde σ_{xy} incluye la contribución del hormigón y acero. Los módulos tangentes E_{c1} , E_{c2} , E_{si} ... se utilizan para formar la matriz de rigidez del material, D_{XY} , la cual para el caso genérico de presencia de hormigón y acero vendría dada por la suma de ambas partes como:

$$D_{xy} = D_{cxy} + \sum_i \rho_{si} D_{sixy} \quad (12)$$

donde ρ_{si} es la cuantía del i° grupo. D_{cxy} se obtiene a partir de la matriz de rigidez del material en el sistema de referencia de las fisuras, D_{c12} , y D_{sixy} a partir de su correspondiente en el sistema de referencia de las armaduras D_{si} . Finalmente, la matriz de rigidez tangente del elemento K_{el} se obtiene por integración de la matriz compuesta D_{xy} :

$$K_{el} = \int_V B^T D_{xy} B dV \quad (13)$$

El procedimiento se muestra de forma resumida en el diagrama de flujo en la figura 3. Mayores detalles aparecen en las referencias [13–15].

4. APLICACIÓN A LA ROTURA POR CORTANTE

4.1 Ejemplo 1: viga de HA de gran canto de 19 m de luz

La viga de gran canto mostrada en la figura 4 fue ensayada en la Universidad de Toronto en 2015 con el objetivo de investigar la influencia del efecto escala sobre la resistencia a cortante en elementos de gran espesor sin armadura transversal. La viga se ensayó bajo una carga puntual excéntrica a 7 m del apoyo izquierdo y 12 m del derecho, resultando en valores a/d de 1,82 y 3,12, respectivamente, donde d es el canto útil y a la luz a cortante. El semivano a cortante izquierdo presentaba 5 barras $\Phi 20$ como armadura transversal, correspondiente a la cuantía mínima según la ACI-318. La rotura se esperaba, por tanto, en el semivano derecho, el cual carecía de armadura transversal y presentaba una relación $a/d > 2$, impidiendo la formación de una posible biela que transfiriera la carga directamente al apoyo. Para resistir la flexión, se dispusieron 9 barras $\Phi 30$ en la parte inferior distribuidas en 3 capas ($\rho_1 = 0,66\%$), y ancladas en los extremos mediante pernos roscados con 65 mm de cabeza embebida en el hormigón. La tensión de fluencia del acero fue de 522 MPa para la armadura longitudinal y 573 MPa para la transversal. La resistencia del hormigón en el día del ensayo fue alrededor de 40 MPa.

En el modelo numérico se utilizaron 842 elementos membrana (fig. 5). En el apoyo izquierdo se dispuso una rótula fija, fijando los grados de libertad horizontal y vertical, mientras

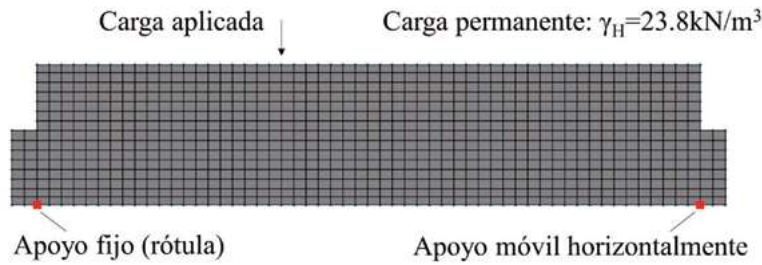


Figura 5. Modelo numérico de la viga de gran canto.

TABLA 1

Parámetros del modelo constitutivo del ejemplo 1

Parámetro	Valor
Resistencia a compresión	$f_c' = 40$ MPa
Deformación correspondiente a f_c'	$\epsilon_o = 0,0025$
Resistencia a tracción	$f_{ct} = 3$ MPa
Factor de reducción del módulo de cortante	$\beta = 0,1$ (semivano izquierdo); $= 0,0001$ (semivano derecho)
Tamaño máximo de árido	$a_g = 14$ mm
Energía de fractura	$G_f = 0,000075$ MN/m
Coefficiente C_t (ecuación 5)	$C_t = 16.000$ (elementos sin arm.) $C_t = 8.000$ (elementos con arm. long. o trans.) $C_t = 1.000$ (elementos con arm. long. + trans.)

que en el derecho solo se fijó el vertical. La carga debida al peso propio ($\gamma_H = 23,8$ kN/m³) se incluyó directamente en el modelo como carga permanente, ya que tenía un efecto no despreciable en el análisis. Dicha carga se definió en cada elemento y se mantuvo constante durante el análisis, mientras que la carga aplicada se incrementaba hasta la rotura. La armadura transversal se definió como distribuida, con $\rho_t = 0,0008$ en el semivano izquierdo y cero en el derecho. La armadura longitudinal de tracción se distribuyó en la banda formada por las 8 filas de elementos inferiores, correspondiente a la zona donde las barras influyen de forma efectiva en la abertura de las fisuras. La cuantía longitudinal para dichos elementos fue de $\rho_s = 0,012$. La armadura longitudinal de compresión se asignó a los elementos de las 2 filas superiores, resultando en una cuantía de $\rho_s = 0,0164$. Los parámetros correspondientes al modelo constitutivo del hormigón se resumen en la tabla 1.

La figura 6 compara los resultados numéricos y experimentales en términos de carga aplicada-desplazamiento vertical en el punto de aplicación de la carga. La respuesta se caracteriza por un tramo inicial muy rígido previo a la fisuración, seguido de una considerable reducción de la rigidez ($\approx 80\%$) tras la aparición de las primeras fisuras de flexión, y finalmente la formación/propagación de fisuras diagonales a partir de las fisuras verticales de flexión hasta la rotura en el semivano derecho por cortante (tracción-diagonal). La figura 7 muestra la distribución de fisuras y de deformaciones de tracción en la fase elástica, la fase de propagación de fisuras (desplazamiento vertical $\delta = 10$ mm) y en rotura ($\delta = 14$ mm).

La rotura se produce bajo una carga aplicada de apenas 600 kN, valor que corresponde a 1,3 veces el peso propio de la viga. En vigas convencionales sin armadura transversal con fallo por cortante, dicho valor de la resistencia es del orden de 20 veces el peso propio. Este fenómeno de reducción de la resistencia

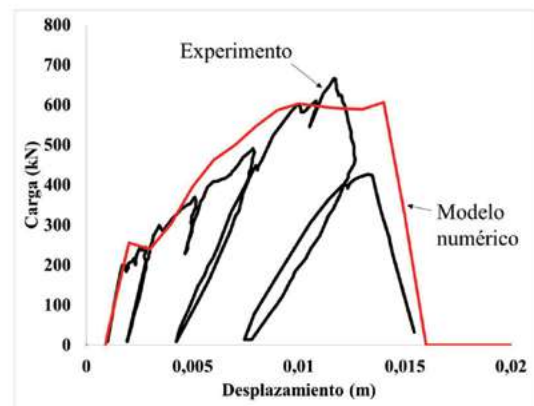


Figura 6. Curva carga-desplazamiento de la viga de gran canto.

a cortante con el aumento del tamaño se denomina efecto escala y se atribuye al mayor espaciamiento entre fisuras en la zona del alma en vigas de gran canto, lo cual produce mayores aberturas de fisura y, consecuentemente, una disminución de la tensión tangencial última (véase también la ecuación 8).

El cálculo de la resistencia según el EC2 vendría dado como:

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d = 0,18 \cdot 1,23 (100 \cdot 0,0066 \cdot 40)^{1/3} 0,25 \cdot 3,840 = 626 \text{ kN} \quad (14)$$

donde γ_c es el coeficiente de seguridad ($\gamma_c = 1$), k es el factor de escala, ρ_l la cuantía de armadura longitudinal de tracción, b_w el ancho eficaz, d el canto útil y f_{ck} la resistencia característica

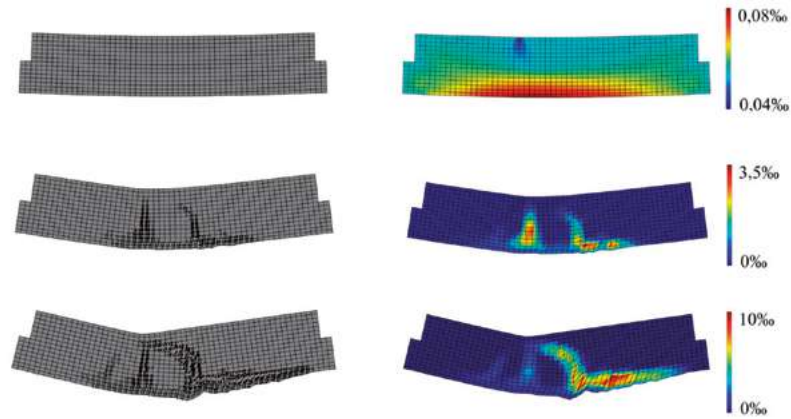


Figura 7. Distribución de fisuras y deformación principal de tracción en la viga de gran canto.

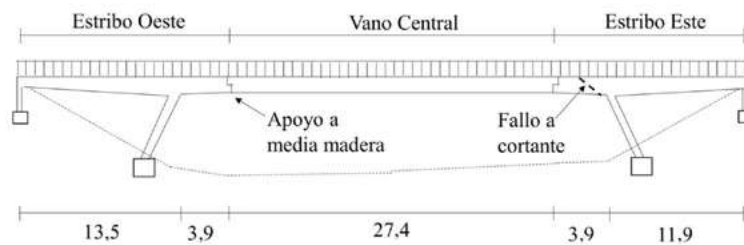


Figura 8. Alzado del paso superior Concorde.

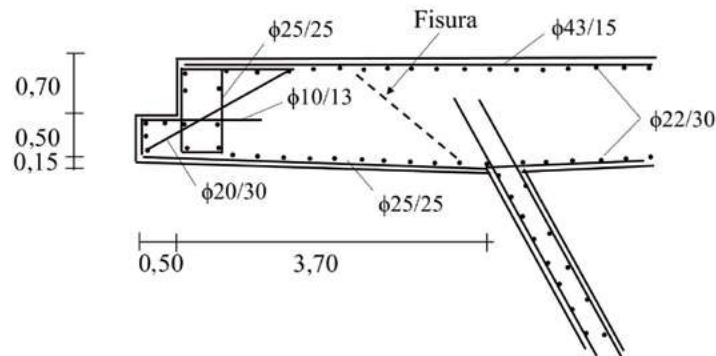


Figura 9. Armado del estribo este del paso superior Concorde.

a compresión (en este caso valor medio igual a 40 MPa). El valor de la carga de rotura para una sección a una distancia d del apoyo, considerando la contribución del peso propio, sería:

$$P_u = \frac{19}{7} (V_{rd,c} - V_G) = \frac{19}{7} (626 - 151,3) = 1288,5 \text{ kN} \quad (15)$$

donde V_G es el cortante debido al peso propio.

4.2 Ejemplo 2: voladizo de estribo del paso superior Concorde

El paso superior La Concorde situado sobre la Autopista 19 en Laval (Montreal), colapsó en septiembre del 2006 después de 36 años en servicio (fig. 8) [16]. El colapso se produjo esencialmente bajo carga permanente por fallo a cortante de

la losa en voladizo del estribo este, la cual daba apoyo a un vano central de 27,4 m de luz y 10,8 m de ancho, formado por 10 vigas en cajón monocelular apoyadas sobre apoyos a media madera. Es de destacar que la fisura diagonal responsable del colapso no se formó en la región D del apoyo a media madera, sino en la región central de la losa, que podría considerarse como región B. El armado del estribo se muestra en la figura 9, de donde se observa la ausencia de armadura transversal en la losa, dejando únicamente al hormigón la transferencia del esfuerzo cortante. Tanto el apoyo como la losa cumplían con las normativas vigentes en el momento del diseño (AASTHO 1965, CSA 1966) [17,18], las cuales no contemplaban como requisito la presencia de una cuantía mínima de armadura transversal.

Como parte de la investigación sobre el colapso del puente, se ensayó un prototipo a escala real de la losa en voladizo (fig. 9).

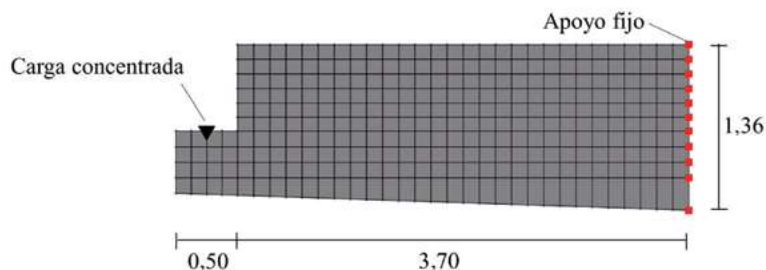


Figura 10. Modelo numérico del voladizo.

TABLA 2

Parámetros del modelo constitutivo del ejemplo 2

Parámetro	Valor
Resistencia compresión	$f'_c = 30$ MPa
Deformación correspondiente a f'_c	$\epsilon_{co} = 0,0025$
Resistencia a tracción	$f_{ct} = 1,5$ MPa
Factor de reducción del módulo de cortante	$\beta = 0,001$
Tamaño máximo de árido	$a_g = 20$ mm
Energía de fractura	$G_f = 0,000065$ MN/m
Coefficiente C_t (ecuación 5)	$C_t = 4,000$

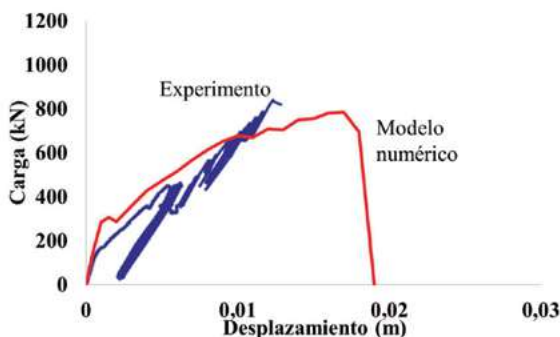


Figura 11. Curva carga-desplazamiento del voladizo.

El prototipo presentaba una luz libre de 4,2 m y un ancho de 1,2 m, con una relación a/d en el arranque de 2,9. En el modelo numérico (fig. 10) se utilizaron 296 elementos con la armadura distribuida según la figura 9. La tensión de fluencia se tomó como 276 MPa, con una deformación en rotura del 10%. Los parámetros del modelo constitutivo se resumen en la tabla 2. En el ensayo la carga se aplicó de forma cíclica hasta la rotura, la cual se produjo tras 57.800 ciclos de carga, mientras que en el modelo numérico se aplicó de forma monotónica para minimizar el tiempo de análisis.

Tanto en el modelo numérico como en el ensayo, la rotura se produjo por tracción-diagonal a lo largo de una fisura inclinada en la zona central sin armadura de cortante. La carga de rotura fue de 810 kN y 785 kN, en el ensayo y modelo numérico, respectivamente (fig. 11). La figura 12 muestra la distribución de las fisuras y la deformación principal de tracción durante la fase inicial de carga, cuando la respuesta es predominantemente en flexión. En fases posteriores se produce la propagación de una fisura diagonal con una inclinación de aproximadamente 40° que nace de las fisuras verticales del cordón superior traccionado, y que finalmente causa la rotura frágil del voladizo.

El cálculo de la resistencia según el EC2 vendría dado como:

$$\begin{aligned}
 V_{rd,c} &= \frac{0,18}{\gamma_c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d \\
 &= 0,18 \cdot 1,39 (100 \cdot 0,0074 \cdot 30)^{1/3} 1,20 \cdot 1,31 \\
 &= 1.094 \text{ kN}
 \end{aligned}
 \tag{16}$$

4.3 Ejemplo 3: Vigas pretensadas

El último ejemplo concierne un conjunto de vigas pretensadas que se ensayaron con el objetivo de estudiar la abertura de fisura y espaciamiento entre estas en la zona del alma, cuando la rotura se produce por cortante [19]. Se trataba de vigas en doble T de 3 m de luz, 0,5 m de canto y 0,150 m de ancho de alma, simplemente apoyadas y tratadas mediante 2 cargas concentradas separadas 0,30 m, resultando en una relación a/d de 3 (fig. 13). El pretensado estaba formado por un cordón de 26 mm de diámetro, centrado en el alma de la viga y tesado a 375 kN. Del conjunto de vigas ensayadas, se escogieron 3 para su análisis: IPRC1, IPRC2 y IPRC4 (tabla 3). La sección transversal del semivano izquierdo para las vigas IPRC1 e IPRC2 se muestra en la figura 13. La única diferencia es el espaciamiento entre estribos, el cual es de 125 mm para IPRC1 y 225 mm para IPRC2. La viga IPRC4 presentaba una mayor cuantía de armadura longitudinal inferior, con $2\Phi 29 + 2\Phi 38$, y con un espaciamiento entre estribos de 125 mm, siendo el resto de los parámetros idénticos. En el semivano derecho se utilizaron estribos con un diámetro mayor ($\Phi 10$ mm), con la intención de forzar la rotura en el semivano izquierdo.

En el modelo numérico se utilizaron 174 elementos con un espesor variable en función de si correspondían al alma o al ala de la viga. La armadura pasiva se distribuyó en los distintos elementos según el armado, mientras que el pretensado se definió como elemento externo (*link element*) trabajando solo a tracción con una ley elasto-plástica, y conectado directamente a los nudos del elemento (fig. 14). Puesto que todos los elementos presentaban una cuantía mínima que permite una distribución uniforme de fisuras, se escogió directamente un valor de $C_t = 1,000$, independientemente del valor de energía de fractura y del tamaño característico del elemento. La resistencia a compresión en el modelo fue la misma que la obtenida de probetas cilíndricas antes del ensayo, esto es, 41,3 MPa, 49,3 MPa y 43,2 MPa para las vigas IPRC1, IPRC2 y IPRC4, respectivamente. El resto de los parámetros se resumen en la tabla 4.

Las curvas carga aplicada-desplazamiento vertical se muestran en la figura 15, de donde se observa el buen ajuste del modelo numérico tanto en fase de formación de fi-

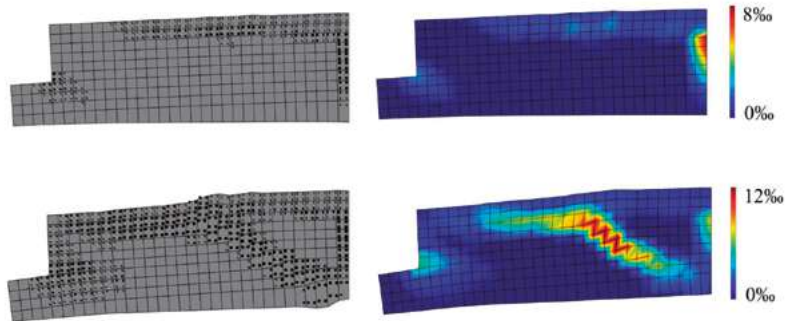


Figura 12. Distribución de fisuras y deformación principal de tracción del voladizo.

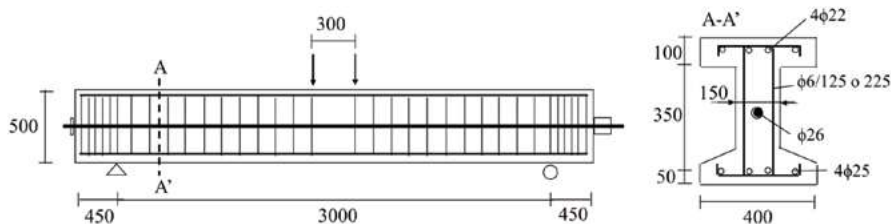


Figura 13. Vigas pretensadas: alzado y sección transversal.

TABLA 3
Armado de las vigas del ejemplo 3

Viga	Armadura pasiva		Estribos	Pretensado
	Superior A_s	Inferior A_s		
IPRC1	4φ22 $d' = 40$ mm $f_y = 397$ MPa	4φ25 $d = 450$ mm $f_y = 720$ MPa	φ6/125 (izquierda) $f_y = 438$ MPa φ10/125 (derecha) $f_y = 376$ MPa	φ26 $f_y = 1.205$ MPa $P = 375$ kN
IPRC2	4φ22 $d' = 40$ mm $f_y = 397$ MPa	4φ25 $d = 450$ mm $f_y = 720$ MPa	φ6/225 (izquierda) $f_y = 438$ MPa φ10/225 (derecha) $f_y = 376$ MPa	φ26 $f_y = 1.205$ MPa $P = 375$ kN
IPRC3	4φ22 $d' = 40$ mm $f_y = 397$ MPa	2φ29+2φ38 $d = 450$ mm $f_y = 730$ MPa	φ6/125 (izquierda) $f_y = 438$ MPa φ10/125 (derecha) $f_y = 376$ MPa	φ26 $f_y = 1.205$ MPa $P = 375$ kN

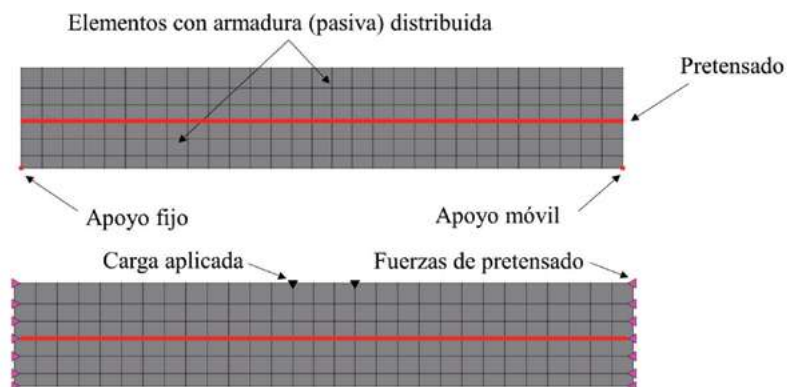


Figura 14. Modelo numérico de las vigas pretensadas.

TABLA 4

Parámetros del modelo constitutivo del ejemplo 3

Parámetro	Valor
Resistencia compresión	$f_c' = 41,3-49,3$ MPa
Deformación correspondiente a f_c'	$\epsilon_o = 0,0025$
Resistencia a tracción	$f_{ct} = 1,0$ MPa
Factor de reducción del módulo de cortante	$\beta = 0,15$
Tamaño máximo de árido	$a_g = 20$ mm
Coefficiente C_i (ecuación 5)	$C_i = 1.000$

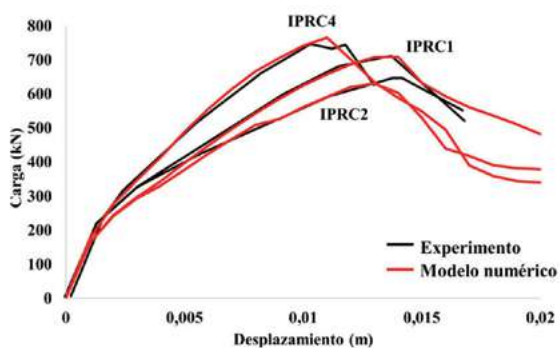


Figura 15. Curvas carga-desplazamiento para las vigas pretensadas.

suras como de la carga última. En los 3 casos se obtienen valores próximos de carga última, que varían entre 630 kN (viga IPRC2) y 760 kN (viga IPRC4). La mayor resistencia se alcanza para la viga IPRC4, con una mayor cuantía de armadura longitudinal ($\rho_l = 3,2\%$ frente al 1,8% en IPRC1 e IPRC2), mientras que la menor resistencia se produce para la viga IPRC2, que presenta una menor cuantía de armadura transversal ($\rho_t = 0,17\%$ frente al 0,30% en IPRC1 e IPRC4). Tanto en el ensayo como en el modelo numérico, la rotura se

produce en el semivano izquierdo por cortante, en la zona comprimida al final de la fisura diagonal. Dicho modo de fallo se repite para las 3 vigas. En la figura 16 se muestran la distribución de fisuras y la deformación principal de tracción de la viga IPRC1 para un desplazamiento vertical de 10 mm y de 18 mm.

En la figura 17 se compara la máxima abertura de fisura para distintos niveles de cortante. Dicha abertura se produjo siempre en fisuras diagonales a lo largo del alma de las vigas. Su cálculo numérico consistió en multiplicar el máximo valor de deformación principal de tracción por el espaciamiento medio entre fisuras, el cual se tomó directamente de los valores experimentales. En concreto, dichos valores fueron 150 mm, 108 mm y 138 mm para las vigas IPRC1, IPRC2 e IPRC4, respectivamente. En general, los valores numéricos muestran un buen ajuste con los experimentales, aunque no tan preciso como en el caso de la respuesta global carga-desplazamiento.

El cálculo de la resistencia según el EC2 para la viga IPRC1 vendría dado como:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot g\theta$$

$$= 4,52 \cdot 10^{-4} \cdot 0,405 \cdot 438 \cdot 2,5 = 200,4 \text{ kN} \quad (17)$$

donde para el ángulo de la cotangente se supuso 2,5, verificando, además, que no se producía el agotamiento de las bielas comprimidas. De forma análoga, para las vigas IPRC2 e IPRC4 $V_{Rd,s}$ sería 194,8 kN y 289,4 kN, respectivamente. Los valores de carga última serían 2 veces el cortante, es decir, 400,8 kN, 389,6 kN y 578,8 kN, muy por debajo de los valores experimentales. Nótese que el EC2, al basarse en un modelo plástico, desprecia la contribución del hormigón en el caso de presencia de armadura transversal. En el caso de considerar esta última, tal como se haría con la EHE o Código Modelo, los valores de la carga última vendrían a ser 582,4 kN, 498,6 kN y 705 kN, los cuales estarían más próximos a los experimentales.

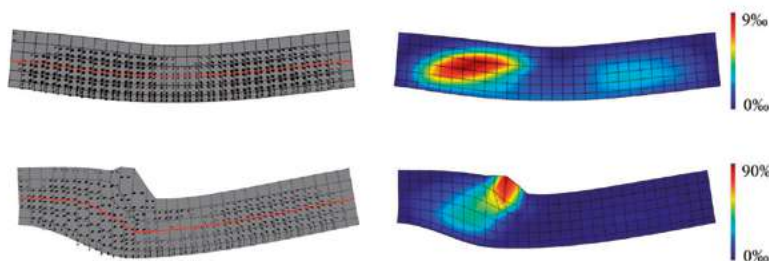


Figura 16. Distribución de fisuras y deformación principal de tracción en las vigas pretensadas.

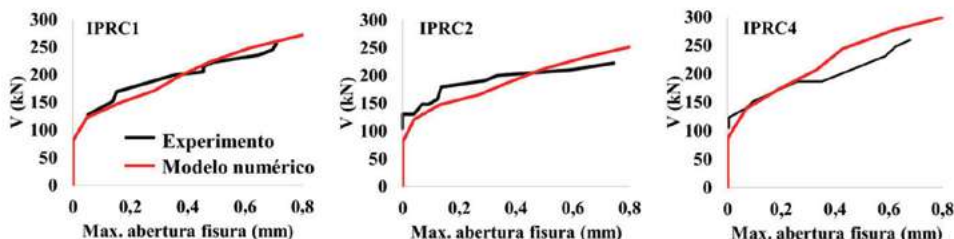


Figura 17. Curvas esfuerzo cortante-máxima abertura de fisura para las vigas pretensadas.

5.

CONCLUSIONES

El modelo constitutivo del hormigón fisurado presentado, basado en la teoría del campo de compresiones e incluyendo conceptos de la mecánica de fractura, se ha validado mediante 3 ejemplos de rotura por cortante en vigas de HA y HP. Los primeros 2 ejemplos carecían totalmente de armadura transversal, por lo que todo el esfuerzo cortante se transfería a través de mecanismos resistentes relacionados con el hormigón, esto es, cabeza comprimida, engranamiento de áridos, efecto pasador y tensiones residuales de tracción en fisuras diagonales. A pesar de la complejidad del fenómeno, los resultados del modelo numérico mostraron un buen ajuste tanto en la fase de formación de fisuras, como en el valor de la carga última y el modo de fallo. En el último ejemplo se comparó, además, la respuesta a nivel local en términos de abertura máxima de fisura para distintos niveles de carga, mostrando resultados aceptables para el rango de la práctica ingenieril. En los casos sin armadura transversal, los valores de la carga última obtenidos con la normativa (EC2) quedaban muy alejados de la realidad, en algunos casos sobreestimando significativamente la carga de rotura.

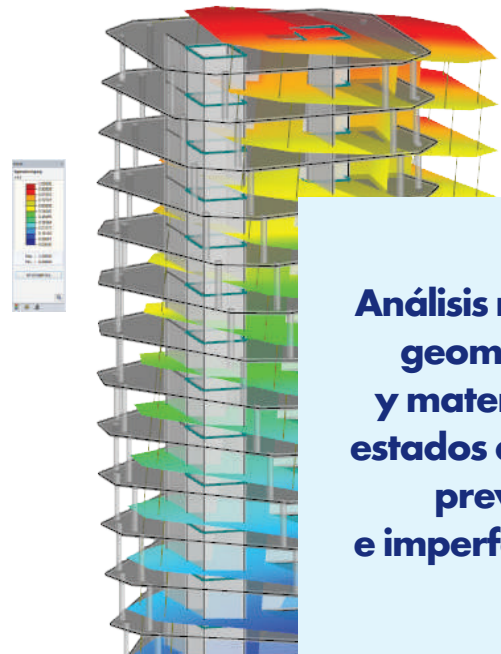
Bibliografía

- [1] F. Vecchio, M. Collins, The modified compression field theory for RC elements subjected to shear, *ACI. Struct. J.* (1986) 219–231, Title n.º 82-S22.
- [2] S. Foster, P. Marti, Cracked membrane model: Finite element implementation, *J. Struct. Eng., ASCE* 129 (9) (2003) 1155–1163.
- [3] M.F. Ruiz, A. Muttoni, Applications of critical shear crack theory to punching of reinforced concrete slabs with transverse reinforcement, *ACI. Struct. J.* 106 (4) (2009) 485–494.
- [4] J.N. Gregori, P.M. Sosa, M.A.F. Prada, J.R. Martí-Vargas, A theoretical model for including the effect of monotonic shear loading in the analysis of reinforced concrete beams, *Eng. Struct.* 52 (2013) 257–272.
- [5] American Concrete Institute (ACI). Building code requirements for structural concrete and commentary ACI 318-11 (2011), Farmington Hills, MI.
- [6] Comité Europeo de Normalización. Eurocode 2. Design of concrete structures-Part 1: General rules and rules for buildings. EN 1992-1. Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 2004.
- [7] Canadian Standards Association (CSA). Canadian highway bridge design code. CAN/CSA S6-06, Mississauga, Ontario, 2006.
- [8] Federation International Du Beton (FIB). Model code for concrete structures 2010 (MC2010). Ernst & Sohn, Lausanne, 2013.
- [9] Association of State Highway Transportation Officials. AASHTO LRFD. Bridge design specifications and commentary, 6 th ed., Washington DC, 2012.
- [10] E.J. Vecchio, P. Wong. VecTor2 and FormWorks manual, VecTor Analysis Group, Dept. of Civil Engineering, University of Toronto, Ontario, Canada, 2003.
- [11] J. Cervenka, L. Jendele, V. Cervenka. ATENA Program documentation. 2015, Cervenka Consulting [consultado 20 Nov 2017]. Disponible en: www.cervenka.cz.
- [12] IDEEA3D: Inelastic Dynamic Analysis for Earthquake Engineering Applications, 2016 [consultado 20 Nov 2017]. Disponible en: <https://sites.google.com/site/ideeanalysis/>.
- [13] A. Kagermanov, P. Ceresa, Physically-based cyclic tensile model for RC membrane elements, *J. Struct. Eng., ASCE* 142 (12) (2016).
- [14] A. Kagermanov, P. Ceresa. Fiber-section model with an exact shear strain distribution for RC frame elements. *J. Struct. Eng., ASCE*, 143, N.º 10 (2017).
- [15] A. Kagermanov. RC fiber-based frame elements with shear-normal stress interaction, PhD Thesis, Institute for Advanced Studies (IUSS), Pavia, Italy, 2016.
- [16] D. Mitchell, J. Marchand, P. Croteau, D. Cook, Concorde overpass collapse: Structural aspects, *J. Perform. Constr. Fac. (ASCE)* 25 (6) (2011) 545–553.
- [17] Canadian Standards Association (CSA). Design of highway bridges. CSA S6-1966, Ottawa, Ontario, 1966.
- [18] American Concrete Institute (ACI). Building code requirements for reinforced concrete. ACI, Detroit, 1963, pp. 318-363.
- [19] S. De Silva, H. Mutsuyoshi, E. Witchukreangrai, Evaluation of shear crack width in I-shaped prestressed reinforced concrete beams, *J. Adv. Concr. Tech.* 6 (3) (2008) 443–458.

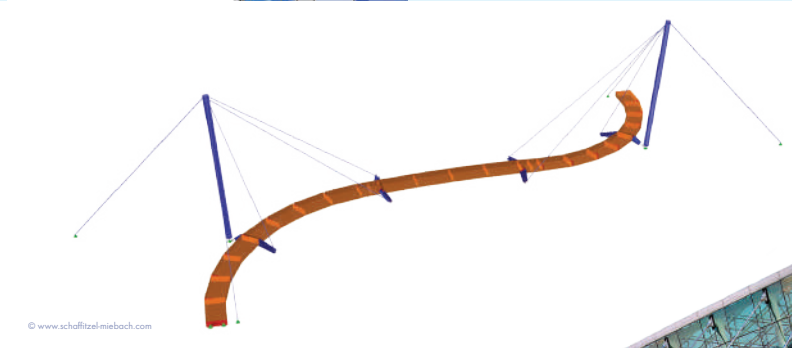
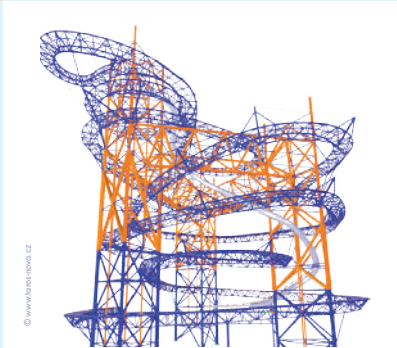
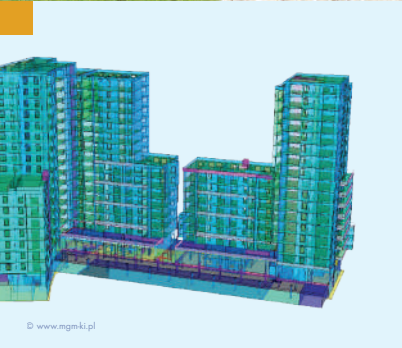
RFEM

5

Software de análisis estructural MEF



Análisis no lineal geométrico y material con estados de carga previos e imperfecciones



Intercambio bidireccional de datos



Software gratuito para estudiantes y profesores.

Formación y soporte remoto inmediato.



- Madera y CLT
- Elementos Finitos
- BIM/Eurocódigos
- Uniones
- Tensoestructuras
- Acero
- Entramados
- Estabilidad
- Puentes
- Pretensado

DESCARGA VERSION PURAMENTE FUNCIONAL 90 DÍAS



Software de análisis y dimensionamiento de estructuras

www.dlubal.com

VIII CONGRESO DE

ACHE

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA
DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

CONGRESO INTERNACIONAL DE ESTRUCTURAS

SANTANDER

| 24, 25 y 26 de junio de 2020

Resúmenes

La **fecha límite de recepción de resúmenes será el 31 de mayo de 2019**. En la página web www.CongresoACHE.com podrán encontrarse las instrucciones para los autores.

El **30 de junio de 2019 el Comité Científico comunicará a los autores la aceptación de su resumen** o, en su caso, la propuesta de cambios a realizar.

Comunicaciones completas

La **fecha límite para la recepción de las comunicaciones completas será el 31 de octubre de 2019**. Las normas específicas para su redacción podrán encontrarse en la página web del Congreso.

Antes del 31 de enero 2020 se notificará a los autores la aceptación provisional o el rechazo de su trabajo y, en su caso, las modificaciones requeridas por el Comité Científico. La aceptación definitiva se comunicará a los autores antes del 28 de febrero de 2020.

Tanto los resúmenes como las comunicaciones completas pueden ser escritas en idioma **español o inglés**.

Publicación

La revista indexada **Hormigón y Acero** publicará un número especial con los resúmenes aceptados. Para que el resumen sea incluido en esta publicación será necesario que al menos uno de sus autores se haya inscrito en el Congreso antes del 30 de abril de 2020. **Las comunicaciones completas se publicarán en acceso abierto en la página web de dicha revista, www.hormigonyacero.com.**

Adicionalmente, el Comité Científico realizará una selección de las mejores comunicaciones completas presentadas al Congreso para su publicación como artículos de realizaciones o de investigación en números ordinarios de la revista Hormigón y Acero. Dichos artículos también estarán disponibles en acceso abierto en www.hormigonyacero.com.