

H/A SUMARIO

C O N T E N T S

Seismic isolation of structures, Part II: A case study using the RNC isolator <i>Aislamiento sísmico de estructuras, parte II : un caso práctico con el aislador RNC</i> Mohammed Ismail	177
Analysis of shear resisting actions by means of optimization of strut and tie models taking into account crack patterns <i>Análisis de mecanismos resistentes a cortante mediante optimización de modelos de bielas y tirantes considerando patrones de fisuración</i> Jesús Miguel Bairán, Antonio Marí, Antoni Cladera	197
Análisis de un caso de inestabilidad lateral de un viga de hormigón pretensado de gran luz en fase de izado <i>Case-study of lateral instability of a long-span prestressed concrete girder during lifting</i> Albert de la Fuente Antequera, Sergio Enrique Piarissi Cavalaro, Jesús Miguel Bairán García	207
Proportioning, fresh-state properties and rheology of self-compacting concrete with fine recycled aggregates <i>Dosificación, propiedades en estado fresco y reología de hormigón autocompactante con áridos reciclados finos</i> Diego Carro-López, Belén González-Fonteboá, Fernando Martínez-Abella, Iris González-Taboada, Jorge de Brito, Fernando Varela-Puga	213
Mejora de la sostenibilidad y el comportamiento en servicio de estructuras de hormigón mediante el uso de fibras metálicas recicladas <i>Improvement in sustainability and performance in service of concrete structures by using recycled metal fibres</i> Giancarlo Groli, Alejandro Pérez Caldentey	223
Estudio de las propiedades mecánicas residuales de hormigones expuestos a altas temperaturas <i>Study of residual mechanical properties of concretes after exposure to high temperatures</i> Francisco B. Varona, Francisco J. Baeza, Salvador Ivorra	235
Estudio de la sensibilidad a su propia deformación de escorias de alto horno activadas alcalinamente y reforzadas con fibra de carbono <i>Sensitivity study of self-sensing strain capacity of alkali-activated blast furnace slag reinforced with carbon fibres</i> F. Javier Baeza de los Santos, Josep Lluís Vilaplana Abad, Óscar Galao Malo, Pedro Garcés Terradillos	243
Puentes mixtos continuos de ferrocarril en zona sísmica en el norte de Argelia <i>Continuous railway composite bridges in a seismic zone in Northern Algeria</i> Diego Cobo del Arco, Ingrid Raventós Dudous, Steffen Mohr	251

Revista cuatrimestral de la ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL (ACHE)
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. del Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid.
Tel.: (+34) 91 336 66 98 - Fax: (+34) 91 336 67 02 - www.e-ache.com

HORMIGÓN Y ACERO
ISSN: 0439-5689

H/A

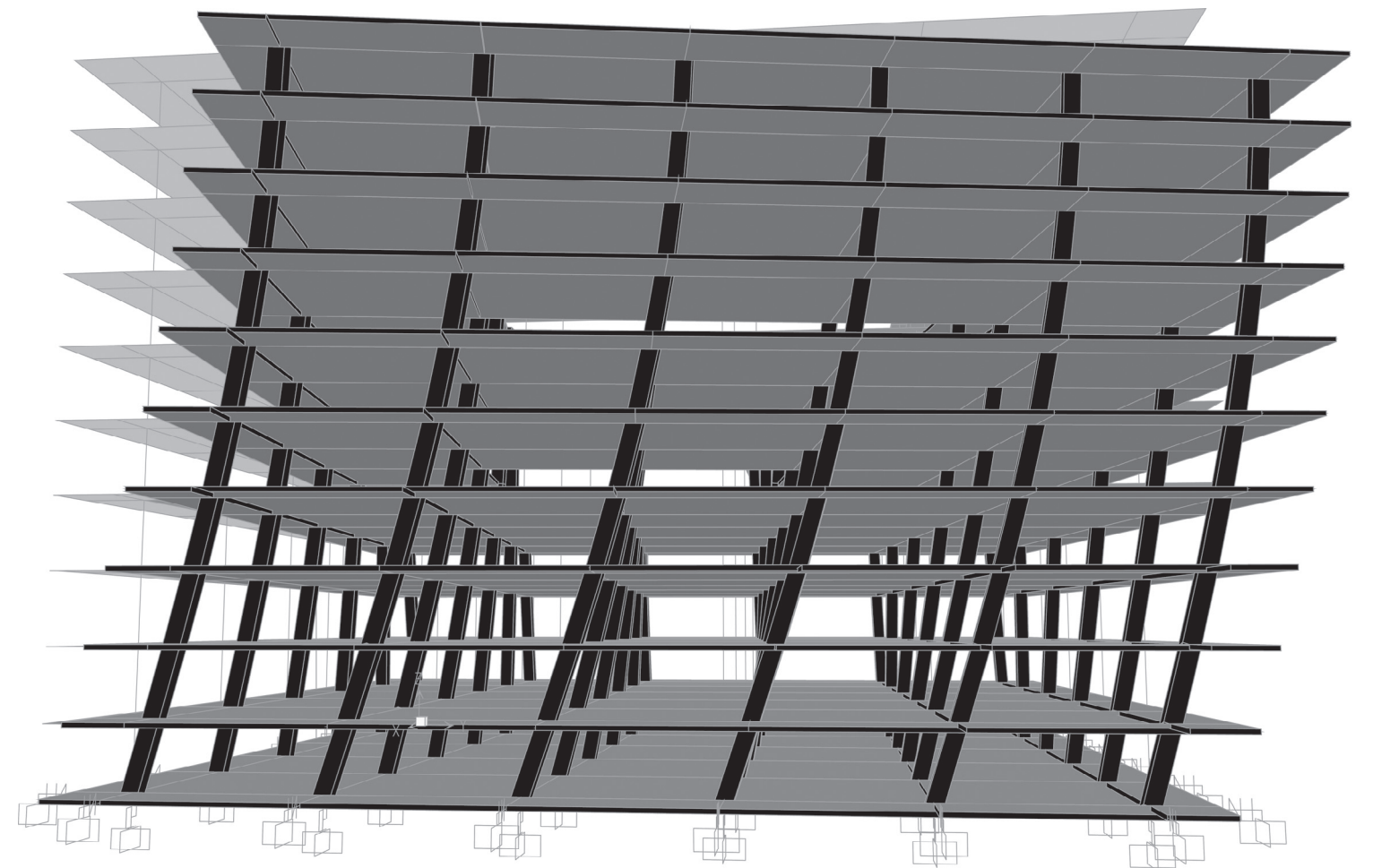
Septiembre-Diciembre 2018 | volumen 69 - número 286

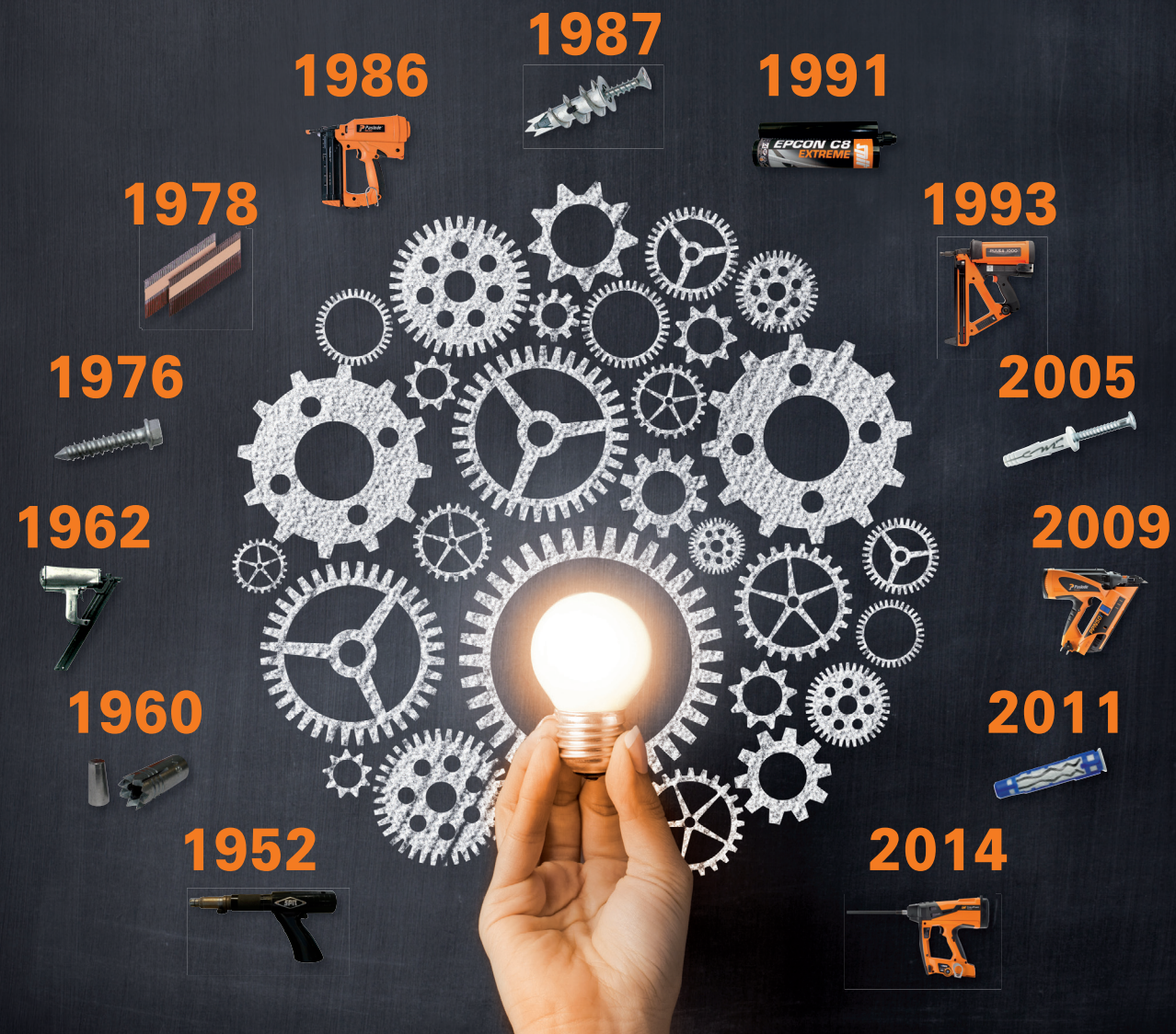
H/A

HORMIGÓN y ACERO

Revista cuatrimestral de **ACHE** ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Septiembre-Diciembre 2018 | volumen 69 - número 286

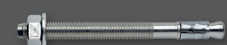




En el pasado liderando la **creatividad**,
y hoy descubriendo el **futuro**



Certificado sísmica C1 y C2
www.spitxtrem.com



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

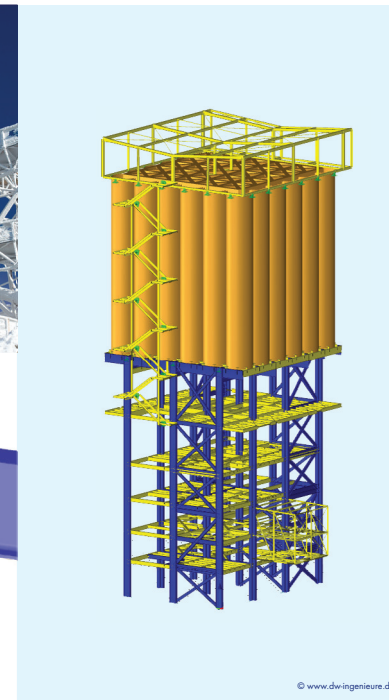
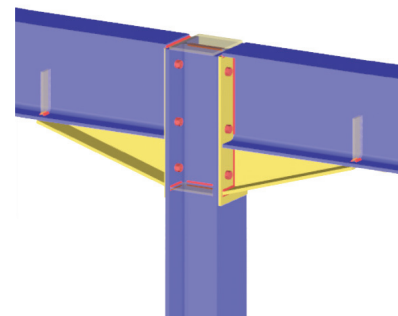


TAPCON XTREM
Fijación de alto rendimiento y versatilidad, adecuado para hormigón fisurado y amplia gama de cabezas



RFEM 5

Software de análisis por elementos finitos



Transferencia de información y datos de modelo

- Importación o exportación de líneas directrices, condiciones de apoyos, cargas y combinaciones de carga en RFEM.
- Preservación de las clasificaciones de objetos (pilares, vigas, etc.).

Formatos posibles de intercambio:

- *stp (DSTV), *dxf, *ifc, *ism.dgn, *dgn (Bentley ISM), *sdnf, *dat, *step, *igs, *iges, *sat

Sincronización automática de los modelos

- Asignación para las secciones y materiales faltantes.
- Posibilidad de sobrescribir el modelo inicial, crear uno nuevo o actualizarlo.
- Conservación de los resultados de RFEM

DESCARGUE LA VERSIÓN DE PRUEBA GRATUITA DE 90 DÍAS



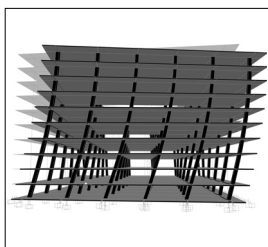
Software de análisis de estructuras

www.dlubal.com



13-16 NOV. 2018 | IFEMA, Madrid
pabellón 8, stand 8F05
Solicítenos su invitación en info@dlubal.com





CONSEJO EDITORIAL:

Director:

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

Subdirector:

Julio Sánchez Delgado (FHECOR, Madrid)*

Secretario:

Jacinto Ruiz Carmona (MECANISMO INGENIERÍA, Madrid)*

Editor Jefe:

José Manuel Ráez Cano (SCIDOC, Madrid)*

Vocales:

Jorge Aparicio García (INGETURARTE, Madrid)

Juan Luis Bellod Thomas (CESMA INGENIEROS, Madrid)

Héctor Bernardo Gutiérrez (DRAGADOS, Madrid)*

Ángel Castillo Talavera (INSTITUTO EDUARDO TORROJA — CSIC, Madrid)

Héctor Cifuentes Bulté (ETS INGENIERÍA — UNIVERSIDAD DE SEVILLA, Sevilla)*

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

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

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

Jesús Gómez Hermoso (FCC CONSTRUCCIÓN, Madrid)

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

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

Luis M^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 EDUARDO TORROJA — CSIC, Madrid)

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO**:

António Adão da Fonseca (UNIVERSIDADE DO PORTO, Portugal)

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

Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid)

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

Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

José M^o Arrieta Torrealba (PROES, Madrid)

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

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

Alex Barbat Barbat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

Pilar Crespo Rodríguez (MINISTERIO DE FOMENTO, Madrid)

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

Luis Fernández Luco (UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, Argentina)

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

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

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

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

Enrique González Valle (INTEMAC, Madrid)

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

José Antonio Llombart Jaques (EIPSA, Madrid)

Antonio Marí Bernat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

Francisco Millanes Mato (IDEAM, Madrid)

Santiago Pérez-Fadón Martínez (FERROVIAL AGROMÁN, Madrid)

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

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

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

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

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

Juan Sagaseta Albajar (UNIVERSITY OF SURREY, Reino Unido)

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

Carlos Siegrist Fernández (SIEGRIST Y MORENO, Madrid)

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

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

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

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

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



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

© 2018 ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL (ACHE)

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

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

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

Ni Elsevier ni la Asociación Española de Ingeniería Estructural, ACHE tendrán responsabilidad alguna por las lesiones y/o daños sobre personas o bienes que sean el resultado de presuntas declaraciones difamatorias, violaciones de derechos de propiedad intelectual, industrial o privacidad, responsabilidad por producto o negligencia. Tampoco asumirán responsabilidad alguna por la aplicación o utilización de los métodos, productos, instrucciones o ideas descritos en el presente material. Aunque el material publicitario se ajusta a los estándares éticos, su inclusión en esta publicación no constituye garantía ni refrendo alguno de la calidad o valor de dicho producto, ni de las afirmaciones realizadas por su fabricante.



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

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

ISSN 0439-5689

Publicación cuatrimestral (3 números al año)
www.elsevierciencia.com/hya

Miembro de la Asociación de Prensa Profesional.

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

Suscripciones y atención al cliente

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

Teléfono: 902888740

Correo electrónico: suscripciones@elsevier.com

Impresa en España

Esta publicación se imprime en papel no ácido.

This publication is printed in acid-free paper

Depósito legal: B-8709-2014

Septiembre-Diciembre 2018 | volumen 69 - número 286

September-December 2018 | volume 69 - number 286

SUMARIO | CONTENTS

Seismic isolation of structures, Part II: A case study using the RNC isolator <i>Aislamiento sísmico de estructuras, parte II : un caso práctico con el aislador RNC</i> Mohammed Ismail.	177
Analysis of shear resisting actions by means of optimization of strut and tie models taking into account crack patterns <i>Análisis de mecanismos resistentes a cortante mediante optimización de modelos de bielas y tirantes considerando patrones de fisuración</i> Jesús Miguel Bairán, Antonio Marí, Antoni Cladera	197
Análisis de un caso de inestabilidad lateral de un viga de hormigón pretensado de gran luz en fase de izado <i>Case-study of lateral instability of a long-span prestressed concrete girder during lifting</i> Albert de la Fuente Antequera, Sergio Henrique Pialarissi Cavalaro, Jesús Miguel Bairán García	207
Proportioning, fresh-state properties and rheology of self-compacting concrete with fine recycled aggregates <i>Dosificación, propiedades en estado fresco y reología de hormigón autocompactante con áridos reciclados finos</i> Diego Carro-López, Belén González-Fonteboa, Fernando Martínez-Abella, Iris González-Taboada, Jorge de Brito, Fernando Varela-Puga	213
Mejora de la sostenibilidad y el comportamiento en servicio de estructuras de hormigón mediante el uso de fibras metálicas recicladas <i>Improvement in sustainability and performance in service of concrete structures by using recycled metal fibres</i> Giancarlo Groli, Alejandro Pérez Caldentey	223
Estudio de las propiedades mecánicas residuales de hormigones expuestos a altas temperaturas <i>Study of residual mechanical properties of concretes after exposure to high temperatures</i> Francisco B. Varona, Francisco J. Baeza, Salvador Ivorra	235
Estudio de la sensibilidad a su propia deformación de escorias de alto horno activadas alcalinamente y reforzadas con fibra de carbono <i>Sensitivity study of self-sensing strain capacity of alkali-activated blast furnace slag reinforced with carbon fibres</i> F. Javier Baeza de los Santos, Josep Lluís Vilaplana Abad, Óscar Galao Malo, Pedro Garcés Terradillos	243
Puentes mixtos continuos de ferrocarril en zona sísmica en el norte de Argelia <i>Continuous railway composite bridges in a seismic zone in Northern Algeria</i> Diego Cobo del Arco, Ingrid Raventós Dudous, Steffen Mohr	251

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

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



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



SMARTER, SAFER, STRONGER

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



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



ACE
ASOCIACIÓN DE CONSULTORES ESTRUCTURALES
C/ Jordi Girona 31 - 2º, Edificio TIL-ers
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/ Amílcar González Díaz, 18
38550 ARAFO (SANTA CRUZ DE TENERIFE)



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



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID



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



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



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



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



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

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

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



Seismic isolation of structures, Part II: A case study using the RNC isolator

Aislamiento sísmico de estructuras, parte II: un caso práctico con el aislador RNC

Mohammed Ismail^{a,b,c}

^a SENER Ingeniería y Sistemas, 08290 Barcelona, Spain

^b Structural Engineering Department, Zagazig University, 44519 Zagazig, Egypt

^c Universitat Politècnica de Catalunya – BarcelonaTECH (UPC), 08034 Barcelona, Spain

Received 26 March 2017; accepted 13 December 2017

Available online 13 February 2018

Abstract

The present paper is the second of two companion papers. The objective of this paper is to minimize twist of isolated asymmetric structures, together with their torsional pounding with adjacent structures, considering insufficient seismic gaps and strong near-fault ground motions. Concisely, the present study attempts to provide efficient seismic isolation under the above challenging conditions. The used isolation system is referred to Roll-in-Cage (RNC) isolator. Among the features of the RNC isolator are two characteristics that help achieving the objectives of the paper. The first is the independency of its bearing and pre-yield stiffness mechanisms. Such independency allows for accurate tuning of the isolators pre-yield stiffness to shift their center of rigidity, at the isolation level, to coincide with the asymmetric superstructure's center of mass above that level. This allows for minimizing the structural twist of an isolated asymmetric structure. The second feature is the inherent buffer mechanism of the RNC isolator, which draws down any possible seismic pounding of the isolated superstructure, with adjacent structures, to occur only within the isolation bearing itself. This leads to seismic pounding-free superstructure under limited seismic gaps. The obtained results show that utilizing the RNC isolator this way is able to minimize, or even eliminate, the out-of-plan displacement responses of asymmetric isolated structures under severe near-fault earthquakes, and consequently, minimizes a major cause of structural damage due to structural torsional pounding with closely spaced adjacent structures under such destructive ground motions.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Seismic Isolation; Asymmetric structures; Pounding; FEM; RNC isolator

Resumen

Este artículo es el segundo de dos artículos complementarios. Su objetivo es reducir la torsión de estructuras asimétricas aisladas, así como el golpeteo torsional con estructuras adyacentes, considerando los casos de espacio insuficiente entre las estructuras y de fuertes movimientos sísmicos por proximidad a una falla, por medio del aislador *roll-in-cage* (RNC). De forma concisa, este estudio intenta proporcionar un aislamiento sísmico eficiente con las condiciones difíciles mencionadas anteriormente. El sistema de aislamiento utilizado hace referencia al aislador RNC. Entre las características del aislador RNC hay dos que ayudan a lograr los objetivos del artículo. La primera es la independencia de sus mecanismos de rigidez de rodamiento y de predicción de rendimiento. Esta independencia permite un ajuste preciso de la rigidez de predicción de rendimiento de los aisladores para desplazar su centro de rigidez, respecto al nivel de aislamiento, para que coincida con el centro de masa de la superestructura asimétrica por encima de ese nivel. Ello permite reducir el giro estructural de una estructura asimétrica aislada. La segunda característica es el mecanismo de amortiguación inherente del aislador RNC, que elimina cualquier posible golpeteo sísmico de la superestructura aislada, con estructuras adyacentes, para que ocurra solo dentro del propio rodamiento de aislamiento. Ello produce una superestructura sin golpeteo sísmico en condiciones de insuficiente espacio para movimiento debido al sismo. Los resultados obtenidos muestran que la utilización del aislador RNC de esta

E-mail addresses: mohammed.ismail@sener.es, mohammed.ismail@zu.edu.eg, mohammed.ismail@upc.edu

manera puede reducir o, incluso, eliminar las respuestas de desplazamiento fuera del plano de las estructuras asimétricas aisladas en terremotos intensos cerca de la falla y, en consecuencia, reduce una causa importante de daño estructural debido al golpeteo torsional estructural con estructuras adyacentes con poco espacio entre sí con movimientos de tierra tan destructivos.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Aislamiento sísmico; Estructuras asimétricas; Golpeteo; FEM; Aislador RNC

1. Introduction

This paper is the second of two companion papers. It introduces the seismic isolation concept and addresses the possibility of nearly eliminating, or at least minimizing, the torsional responses of isolated asymmetric structures using the Roll-in-Cage (RNC) isolator considering near-fault (NF) ground motions. Then, the outcome of this study is employed into further study on the ability of the RNC isolator to partially and entirely eliminate torsional seismic pounding of isolated asymmetric structures with their closely-space surrounding adjacent structures under the same severe NF ground motions, which are rich of displacement and velocity pulses. To minimize torsional responses, the RNC isolator has an inherently independent bearing and pre-yield stiffness mechanisms. Therefore, the RNC isolators are arranged into four sets with unequal pre-yield elastic stiffness underneath the asymmetric structure. Such different elastic stiffness are accurately tuned to shift the isolators' center of rigidity at the isolation level to coincide with the structural center of mass above the isolation level. To prevent direct seismic pounding of the RNC-isolated superstructure with its closely-spaced adjacent structures, the RNC isolator is provided with an inherent self-stopping (buffer) mechanism to limit the peak lateral bearing displacement and consequently the peak lateral structural displacement to a preset design value by the designer, which is particularly useful in case of having insufficient or limited seismic separation gaps between adjacent structures.

2. Dynamic behavior improvement of RNC-isolated asymmetric structures

2.1. Torsional response minimization or elimination

In this paper, the RNC isolation is achieved in two different ways. The first is through using one set of RNC isolators having the same characteristics, especially the lateral pre-yield stiffness, one isolator under each column. This achieves seismic isolation but keeps the eccentricities between the structure's centers of mass (CM) and rigidity (CR) unchanged due to the added uniform high flexibility at the isolation level. Therefore and despite the fact that the isolated structure will behave nearly as a rigid body, torsional structural responses will still exist. Alternatively, through the other way of achieving RNC isolation in this paper, the torsional response of the RNC-isolated asymmetric structure is mitigated or even eliminated by using four sets of the RNC isolators, whose horizontal pre-yield stiffness could be selected individually, i.e. an elastic stiffness value in X direction and

another value in Y direction for each isolator's set. This allows for shifting the center of stiffness of the RNC-isolated asymmetric structure, at its isolation level, to coincide with its center of mass. As a result, torsional structural responses are theoretically eliminated due to the lateral dominant behavior of the added high flexibility at the isolation level, which has a CR coincident to the CM of the asymmetric structure above the isolation level.

Fig. 1 shows the in-plan arrangement of the RNC isolator's four sets having different lateral pre-yield stiffness to achieve coincidence of the RNC isolators' CR and the asymmetric structures' CM in both X and Y directions. The selected values of effective isolator stiffness k_{eff} in X and Y directions are chosen by trial and error method to achieve a final tolerance of 0.24% and 0.21% in X and Y directions, respectively, between the CR at the isolation level and the structure's CM above that level. In this paper, the way of achieving seismic isolation using RNC isolators of different lateral stiffness, to almost eliminate torsional responses, is referred to as "improved" RNC isolation. The other way of seismic isolation using one RNC isolator set with a single value of lateral stiffness is referred to as "non-improved" RNC isolation. The non-improved RNC isolators set has the same in-plan arrangement as in Fig. 1 but with a uniform lateral effective stiffness k_{eff} in X and Y directions that provides nearly the same isolation period as in the case of improved RNC isolation.

Performing modal analysis using SAP2000, three cases of the asymmetric structure are considered; the fixed-base case, the non-improved RNC isolation case, and the improved RNC isolation case. The fundamental mode's deformed shape of each case is plotted in 3D, with a scale factor of 100, in Figs. 2 and 3. Fig. 2(a and b) shows that the fixed-base asymmetric structure experiences severe torsional response, which is zero at the base mass and maximum at the topmost floor. This indicates that the whole structure is twisted as a vertical cantilever around a vertical axis passing through its CR due to the existing eccentricities between its CM and CR in X and Y directions. Fig. 3(a and b) shows the 3D fundamental mode of vibration of the non-improved RNC-isolated asymmetric structure. Since the RNC isolators represent the most flexible part of the isolated structure laterally, their behavior dominates causing the structure to vibrate as a rigid body with almost no relative inner structural deformations. Since the eccentricities in X and Y directions between the CM and the CR still exist as they are almost not affected after non-improved RNC isolation, the structure exhibits torsional response but as a rigid body, as demonstrated by Fig. 3(a and b). On the other hand, the result of the proposed method for elimination of torsional structural responses is

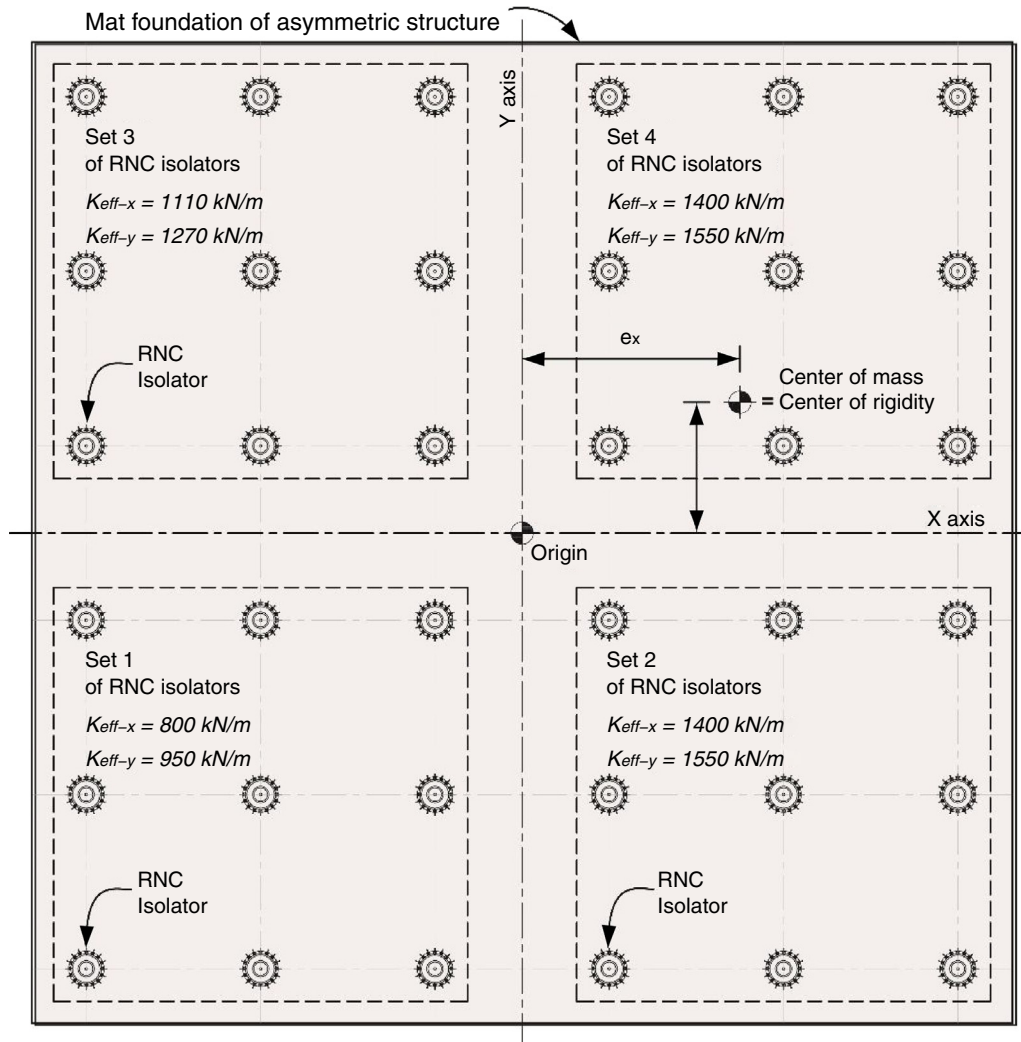


Figure 1. Plan view of the RNC-isolated asymmetric structure’s foundation showing the arrangement of RNC isolators and their grouping.

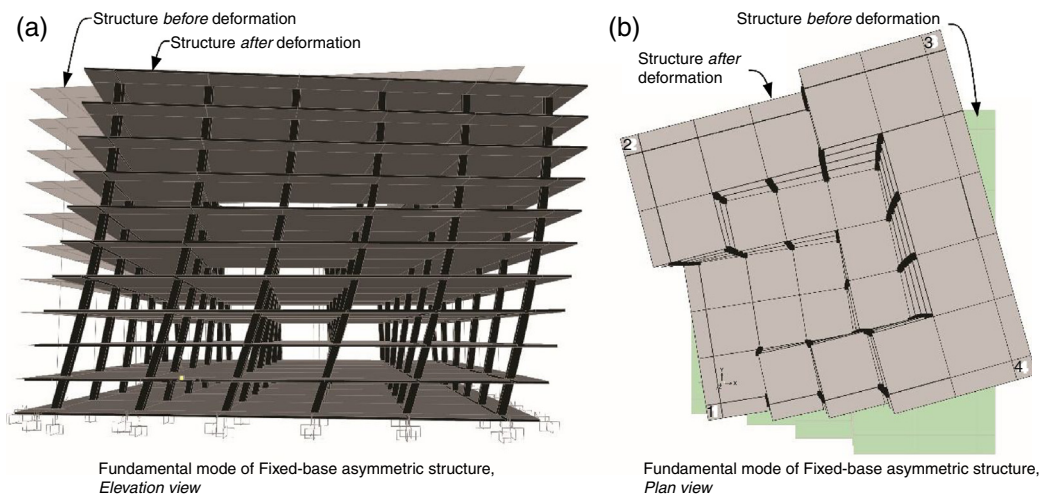


Figure 2. Fundamental mode of vibration of the fixed-base asymmetric structure: (a) elevation view; (b) plan view.

demonstrated by Fig. 4(a and b) using the improved RNC isolation, which aims at forcing the asymmetric structures to behave as the symmetric ones, which exhibit no torsional responses,

in addition to achieving efficient seismic isolation. The isolated asymmetric structure in Fig. 4(a and b) undergoes only translational motion with almost no rotation about any vertical

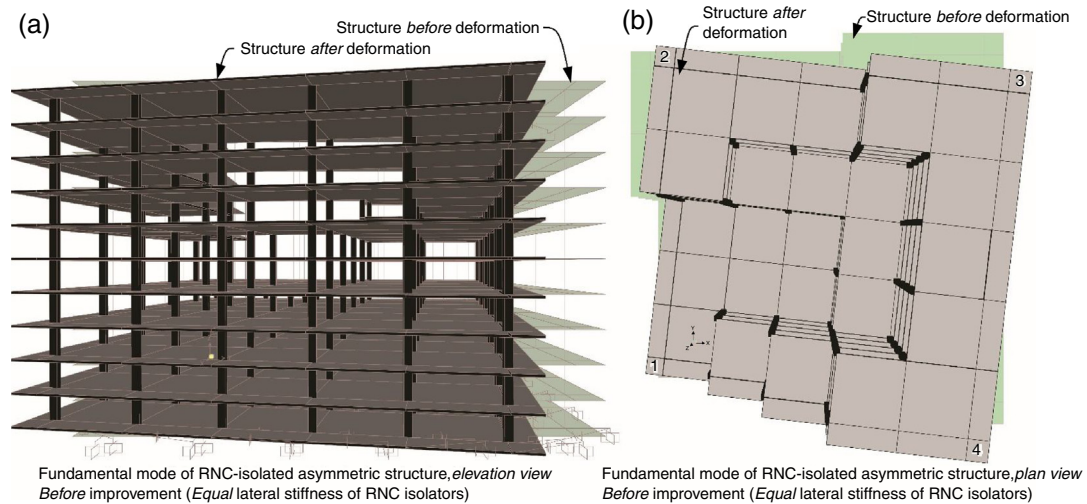


Figure 3. Fundamental mode of vibration of the RNC-isolated asymmetric structure before improvement: (a) elevation view; (b) plan view.

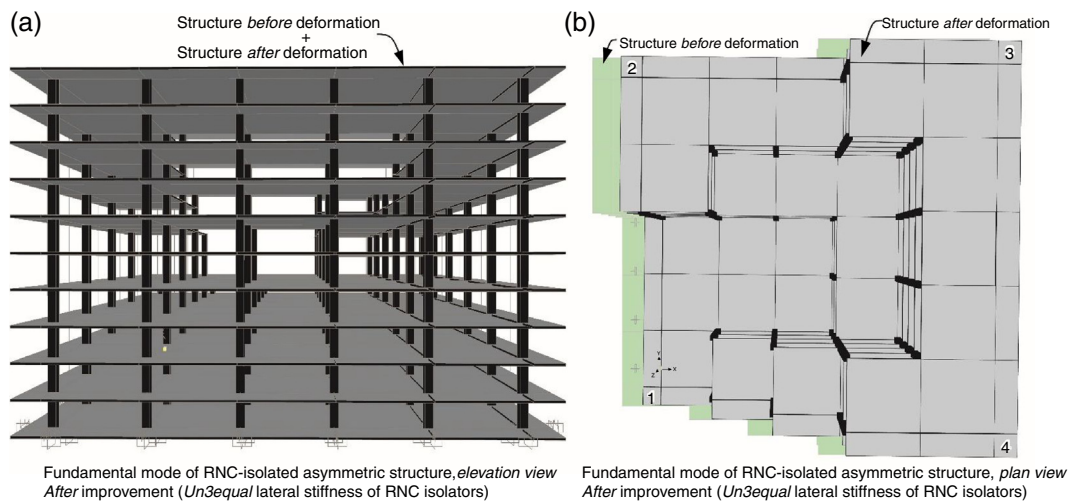


Figure 4. Fundamental mode of vibration of the RNC-isolated asymmetric structure after improvement: (a) elevation view; (b) plan view.

axes. This is mainly attributed to the elimination of eccentricities between both CM and CR of the isolated asymmetric structure by means of introducing four sets of flexible RNC isolators having a CR coincident to the structure's CM.

More assessment of the improved RNC isolation is carried out through performing nonlinear time history analysis using SAP2000. The main objective is to check the out-of-plan peak displacement responses of the topmost four corner points shown in Figures 2(b), 3(b) and 4(b) under uni- and bidirectional NF ground motions of Table 3, companion paper Part I. The results are shown in Figs. 5–7 under unidirectional X , unidirectional Y and bidirectional XY seismic components, respectively, considering fixed-base, non-improved and improved RNC isolation cases. Under unidirectional X ground motions, Fig. 5(a–c) show both in-plan and out-of-plan peak displacement structural responses, at the topmost four corner points, considering fixed-base, non-improved and improved RNC isolation cases, respectively, at an isolation period of 3.0 s. At each corner point, the in-plan peak displacement response is normalized to itself, while the out-of-plan response is normalized to the

corresponding in-plan one. According to Fig. 5(a and b), it seems obvious that the peak out-of-plan displacement response represents around 30–50% of the corresponding in-plan displacement response at the same corner point considering fixed-base and non-improved RNC isolation cases, respectively. Such amount of out-of-plan responses under unidirectional X ground motion is attributed to the out-of-plan structural eccentricity e_y of 0.9020 m. On the other hand, such out-of-plan peak displacement responses in Y direction are nearly nonexistent in the case of improved RNC isolation in Fig. 5(c) due to minimizing e_y to zero with a final tolerance of 0.21%.

In Fig. 6, the same normalized response quantities of Fig. 5 are reproduced under unidirectional Y ground motions. According to Fig. 6(a and b), the main obvious observation is that the out-of-plan peak displacement responses are significantly higher than those of Fig. 5(a and b), although the excitations in Fig. 6 are less stronger than those of Fig. 5. These out-of-plan responses represent around 60–140% of the corresponding in-plan peak displacement responses at each corner point. Certainly, this is attributed to the high out-of-plan eccentricity e_x of 2.5098 m.

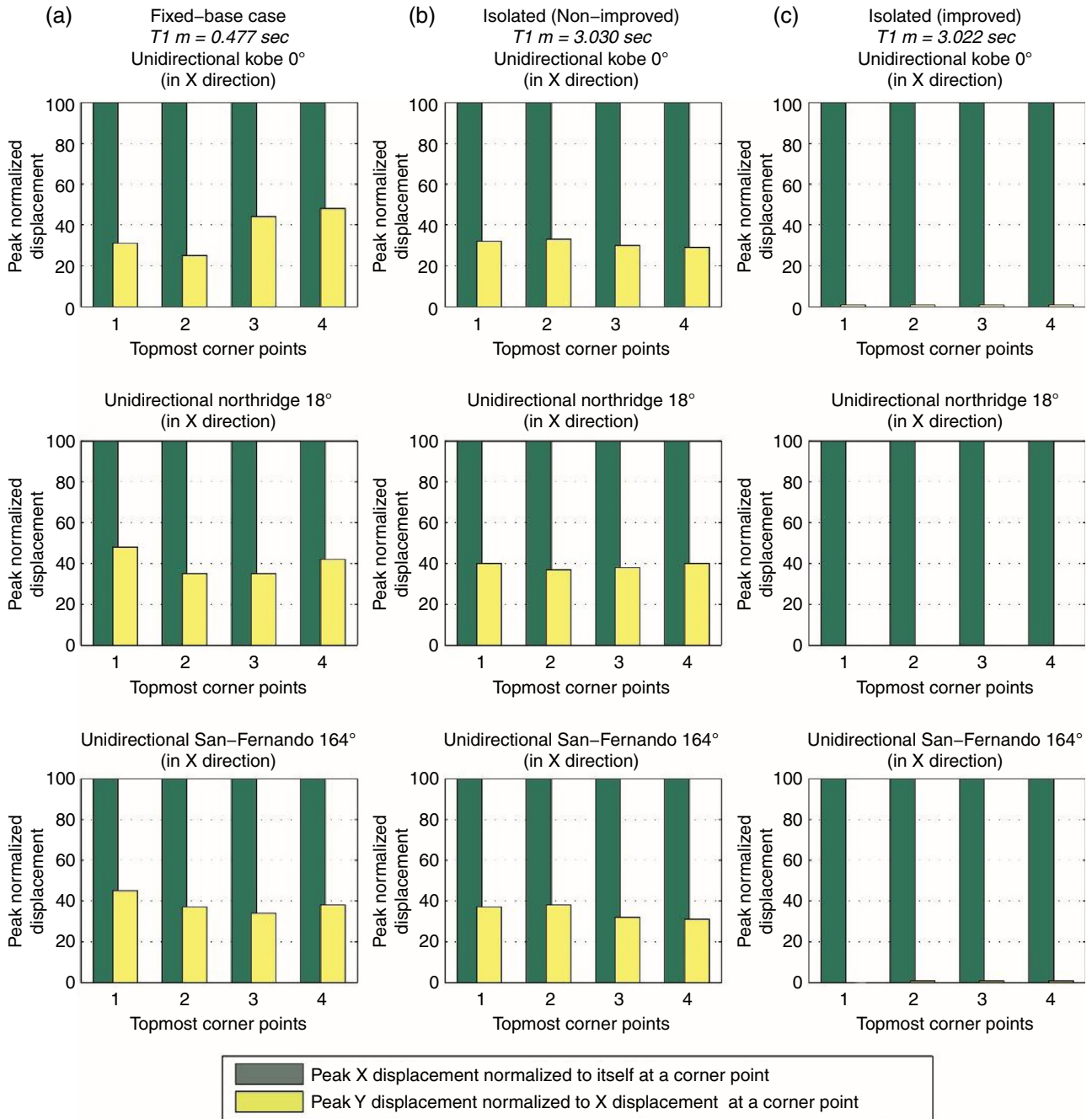


Figure 5. Normalized peak displacements in X and Y directions at the topmost corner points of the asymmetric structure under the unidirectional components Kobe 0°, Northridge 18° and San Fernando 164° earthquakes in X direction: (a) fixed-base case; (b) non-improved base-isolated case; (c) improved base-isolated case.

Such eccentricity is minimized to zero with a final inaccuracy of 0.24% by means of the improved RNC isolation to output minimal out-of-plan peak displacement responses in X direction, as demonstrated by Fig. 6(c).

Under bidirectional ground motions, the peak relative displacement responses, at the same four corner points, are found for the same three cases of fixed-base, non-improved and improved RNC isolation. The results are shown in Fig. 7(a–c). Although the e_y is greater than e_x and the excitation components in X direction are stronger than those in Y direction, most peak relative displacement responses in Y direction are lower

than those in X direction. This means that the effect of structural asymmetry is reduced and, consequently, the torsional responses are lowered under simultaneous bidirectional ground motions in X and Y directions. It seems that whether the asymmetric structure is fixed-base or RNC-isolated, a bidirectional excitation counteracts its twist and reduces its torsional response, compared to a unidirectional excitation at a time. Therefore, a bidirectional excitation might not be suitable to fairly judge the proposed anti-torsion RNC isolation technique. However, Fig. 7(c) shows that the improved RNC isolation is able to reduce the peak structural displacements, at topmost floors, more than the case of

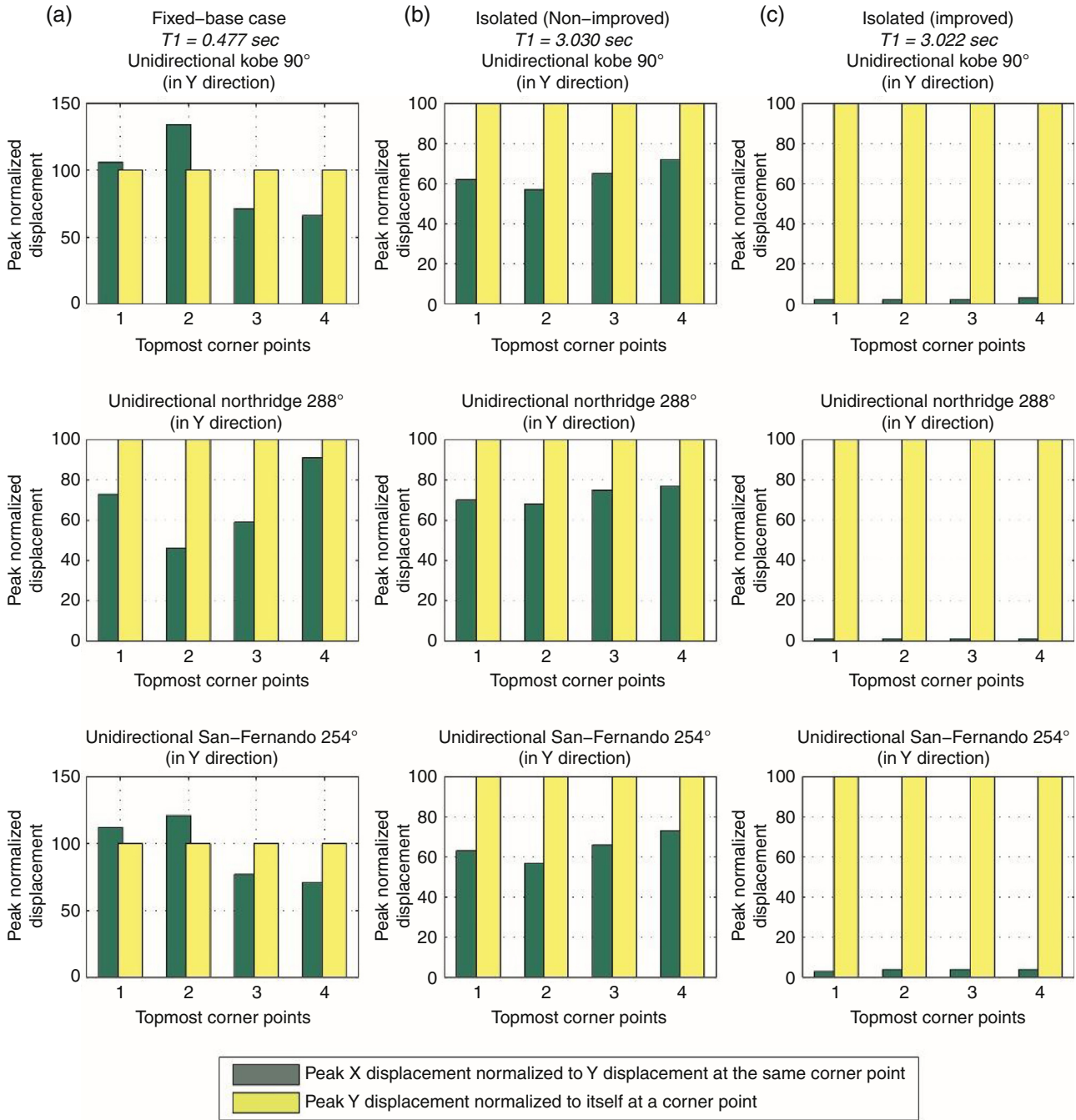


Figure 6. Normalized peak displacements in X and Y directions at the topmost corner points of the asymmetric structure under the unidirectional components Kobe 90°, Northridge 288° and San Fernando 254° earthquakes in Y direction: (a) fixed-base case; (b) non-improved base-isolated case; (c) improved base-isolated case.

non-improved RNC isolation, which is obvious under Kobe and Northridge earthquakes. This can be particularly useful under relatively limited seismic gaps between adjacent structures to mitigate or even to avoid direct structural pounding. Moreover, the peak structural displacement responses at the four corner points in Figure 7(c) are almost the same under each earthquake in X and Y directions, which emphasizes the nearly-perfect translational rigid body behavior of the improved RNC-isolated structure, without exhibiting rotation about a vertical axis, contrary to the cases of Fig. 7(a and b).

2.2. RNC isolation efficiency

This section investigates the influence of improved RNC isolation on the isolation efficiency compared to the non-improved RNC isolation and the fixed-base cases. Figs. 8–10 display the corresponding peak absolute structural accelerations, at the same topmost four corner points, to the displacement responses of Figs. 5–7, respectively. Under unidirectional X ground motion components, Fig. 8(b and c) show that the RNC isolation has reduced significantly the acceleration responses relative to the

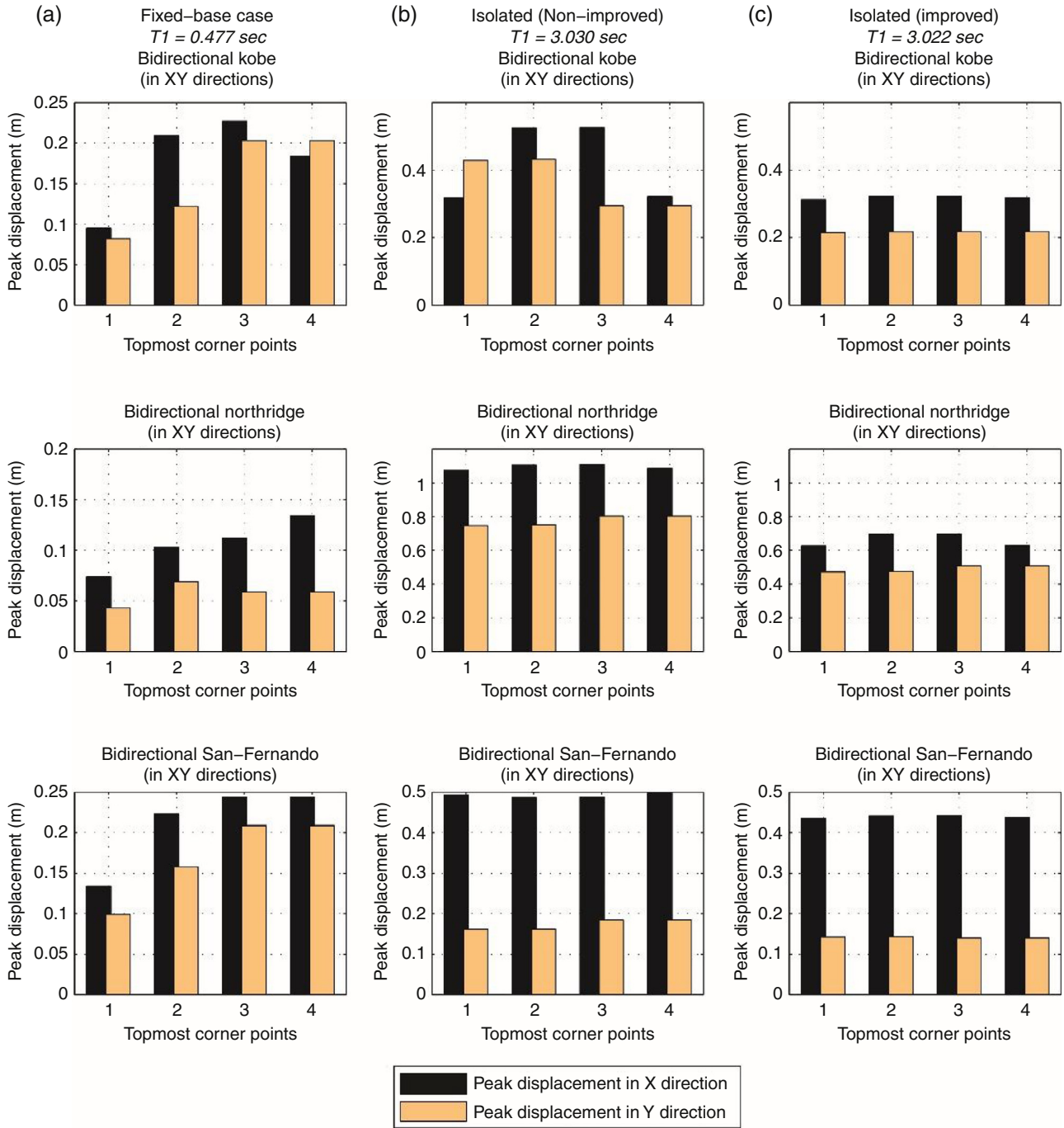


Figure 7. Peak displacements in X and Y directions at the topmost corner points of the asymmetric structure under simultaneous bidirectional components of Kobe, Northridge and San Fernando earthquakes in X and Y directions, respectively: (a) fixed-base case; (b) non-improved base-isolated case; (c) improved base-isolated case.

fixed-base case of Fig. 8(a), especially the out-of-plan accelerations in Fig. 8(c), due to the improved RNC isolation.

Similarly, Figs. 9(b and c) and 10(b and c) under unidirectional Y and bidirectional XY ground motions, respectively, demonstrate the RNC isolator’s ability for efficient protection against severe NF ground motions compared to Figs. 9(a) and 10(a). However, the variations between acceleration responses of improved and non-improved RNC isolation cases in Figs. 9 and 10 seem to be insignificant, if compared to the fixed-base case

in each figure, as they depend mainly on the excitation characteristics.

3. Torsional pounding elimination with adjacent structures

3.1. Efficiency of the RNC isolator’s buffer mechanism

This section addresses the problem of seismic pounding between a RNC-isolated asymmetric structure with adjacent

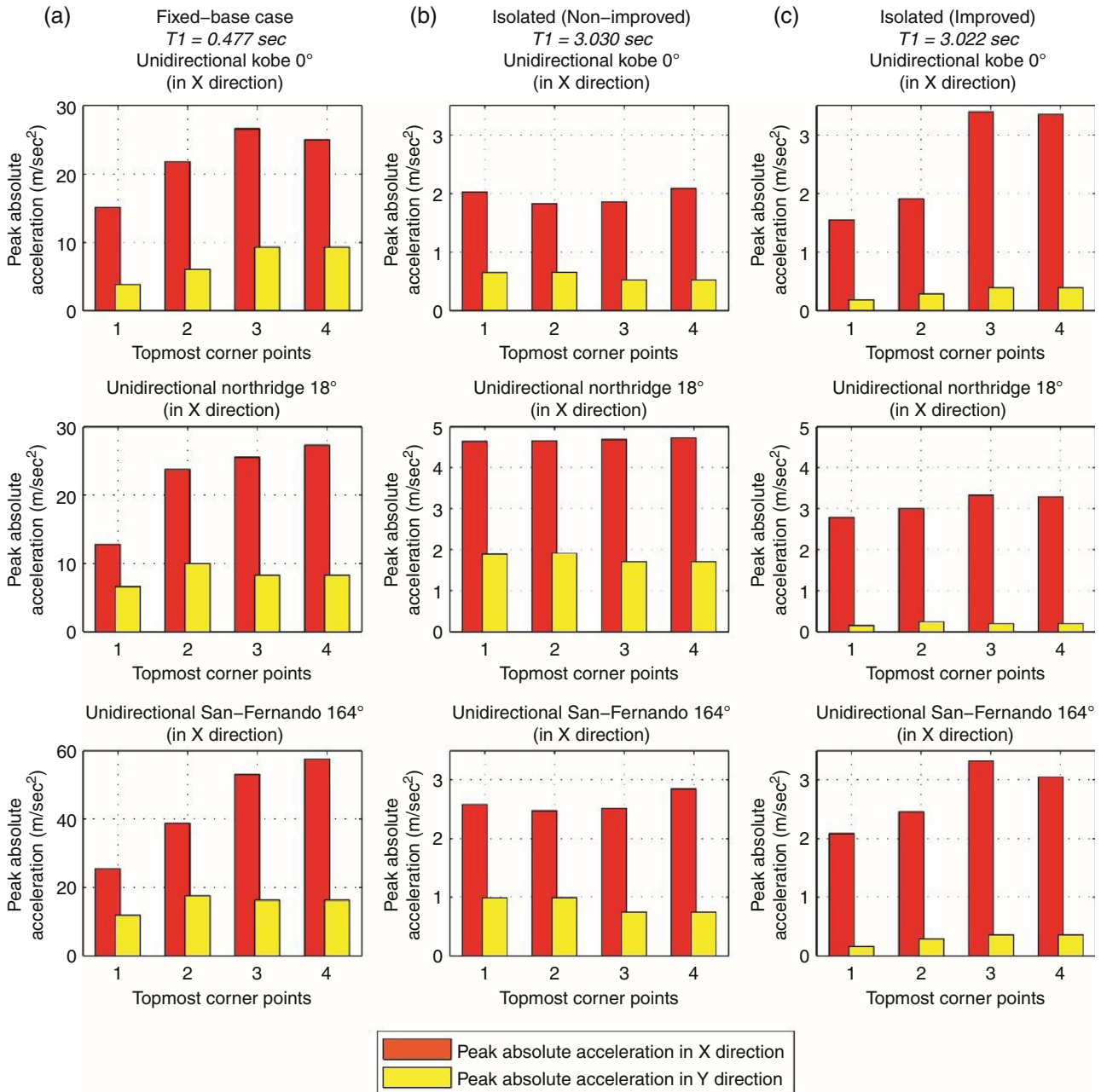


Figure 8. Peak absolute accelerations in X and Y directions at the topmost corner points of the asymmetric structure under the unidirectional components Kobe 0°, Northridge 18° and San Fernando 164° earthquakes in X direction: (a) fixed-base case; (b) non-improved base-isolated case; (c) improved base-isolated case.

structures and its mitigation, or even elimination, under severe NF earthquakes considering limited seismic gaps. Then, the influence of such mitigation or elimination of seismic pounding on the RNC-isolated structural responses is investigated, considering the three cases of fixed-base, non-improved RNC isolation and improved RNC isolation, which aims at significant reduction of torsional effects. Particularly, the impact of improved RNC isolation on seismic pounding mitigation or elimination is highlighted.

Figure 3 (companion paper, part I) shows the considered RNC-isolated asymmetric structure surrounded from two sides by an L-shape rigid structure, of the same height, to consider pounding in X and Y directions. The topmost floor edge points

of the RNC-isolated structure are connected to their corresponding points on the adjacent rigid structure through unidirectional nonlinear gap elements, which are available in SAP2000, to output pounding force intensity if the selected gap is insufficient to prevent direct structural pounding at the uppermost sides of the seismic gap. Along the rest of this paper, the expression of “structural pounding” will refer to direct pounding of RNC-isolated structure with the adjacent rigid structure, while the inner developed pounding inside the RNC isolator due to the activation of its inherent buffer mechanism is referred to as “RNC isolator pounding”. The RNC-isolator is provided with an inherent self-stopping or buffer mechanism to prevent uncontrolled bearing displacements under ground motions stronger than the design

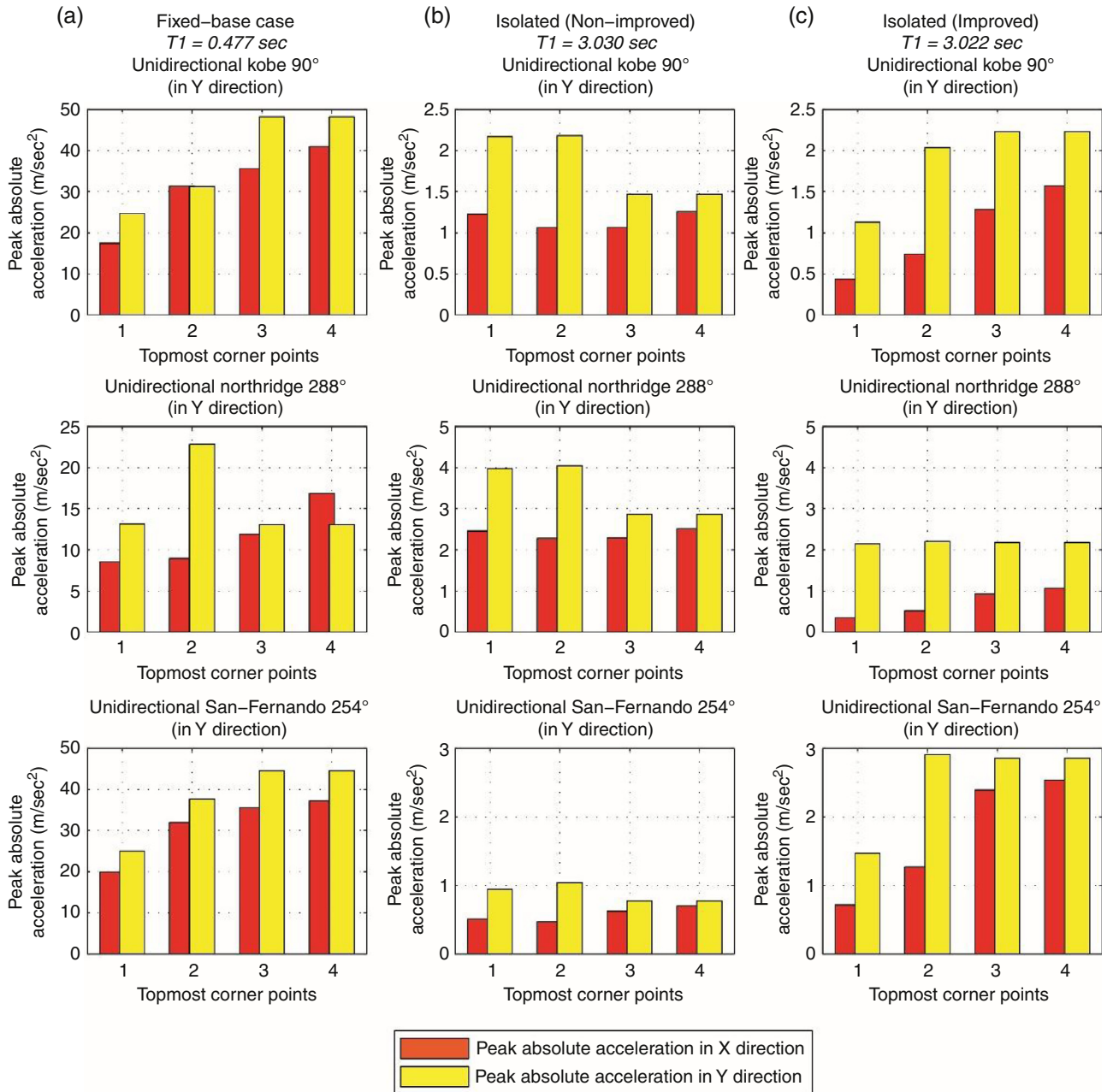


Figure 9. Peak absolute accelerations in *X* and *Y* directions at the topmost corner points of the asymmetric structure under the unidirectional components Kobe 90°, Northridge 288° and San Fernando 254° earthquakes in *Y* direction: (a) fixed-base case; (b) non-improved base-isolated case; (c) improved base-isolated case.

earthquakes. In addition, the RNC-isolator’s buffer aims at minimizing or preventing structural pounding as it draws down any possible pounding of the superstructure to be only within the solid boundary of the RNC isolator’s metallic body. This could be particularly useful for seismic isolation under insufficient or limited seismic gaps that may result in severe structural and nonstructural damage due to structural pounding under strong earthquakes.

Fig. 11 demonstrates the ability of the RNC isolator to eliminate, or at least to minimize, structural pounding under nine cases of loading regarding both non-improved and improved RNC isolation at a seismic gap of 45.0 cm, a RNC design displacement of 40.0 cm and an isolation period of 3.0 s. Each load case is

named after its earthquake component followed by *X*, *Y* or *XY* characters. The *X* and *Y* notations refer to a unidirectional ground motion component in *X* or *Y* at a time, while the *XY* denotes a simultaneous application of bidirectional ground motion components in *X* and *Y*. Fig. 11(a) shows the direct pounding force intensity of the RNC-isolated asymmetric structure with the adjacent rigid structures in *X* and *Y* directions considering the non-improved RNC-isolation. Structural pounding appears to develop under six cases of loading with a maximum intensity of 3.70×105 kN in *Y* direction under unidirectional *Y* Northridge seismic component. On the other hand, the improved RNC isolation has eliminated structural pounding under four of the six cases as demonstrated by Fig. 11(b). The remained structural

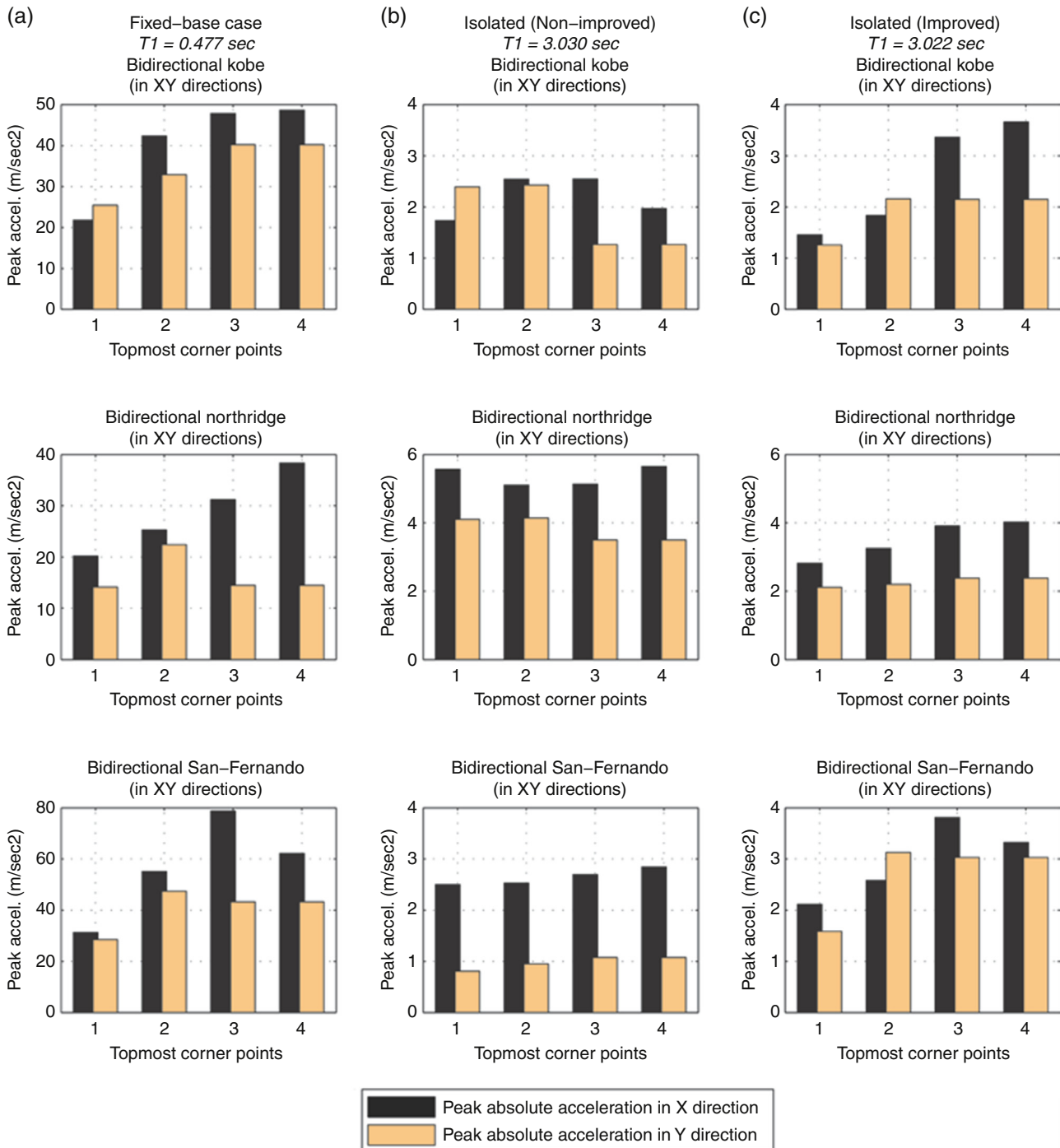


Figure 10. Peak absolute accelerations in X and Y directions at the topmost corner points of the asymmetric structure under simultaneous bidirectional components of Kobe, Northridge and San Fernando earthquakes in X and Y directions, respectively: (a) fixed-base case; (b) non-improved base-isolated case; (c) improved base-isolated case.

pounding is minimized to a maximum intensity of 1.46×10^4 kN in X direction under unidirectional X Northridge ground motion component.

Approximately, the peak structural pounding ratio after and before the application of improved RNC isolation is 3.95%, which means significant structural pounding reduction under the same loading and structural conditions, disregarding the absolute structural pounding elimination under two thirds of the six cases of pounding. Moreover, Fig. 11(a) shows significant

out-of-plan pounding under unidirectional ground motions, which is not the case under improved RNC isolation case in Fig. 11(b).

The corresponding developed inner pounding within each RNC isolator, due to activation of its buffer mechanism at bearing displacement higher than its selected design displacement, is shown in Fig. 12 considering non-improved and improved RNC isolation under the same nine cases of loading. Under non-improved RNC isolation, Fig. 12(a) shows the resulting RNC

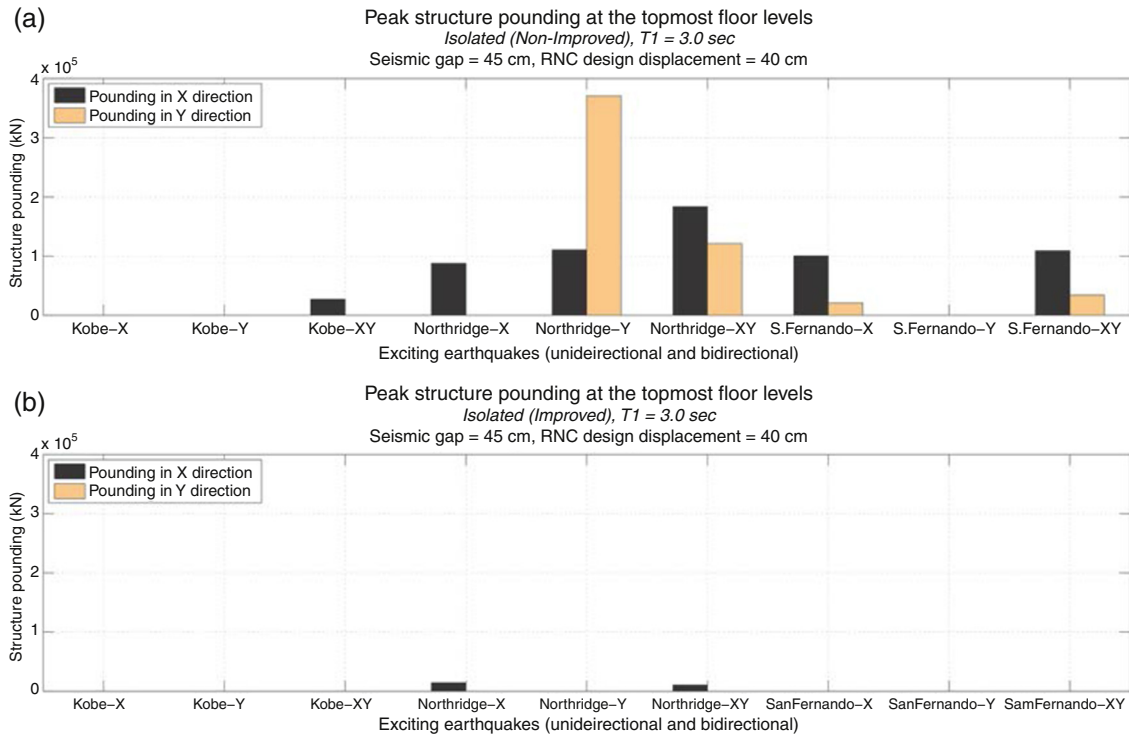


Figure 11. Peak structure pounding with adjacent structures at the topmost floors in X and Y directions under uni- and bidirectional near-fault ground motions: (a) non-improved RNC-isolated case; (b) improved RNC-isolated case.

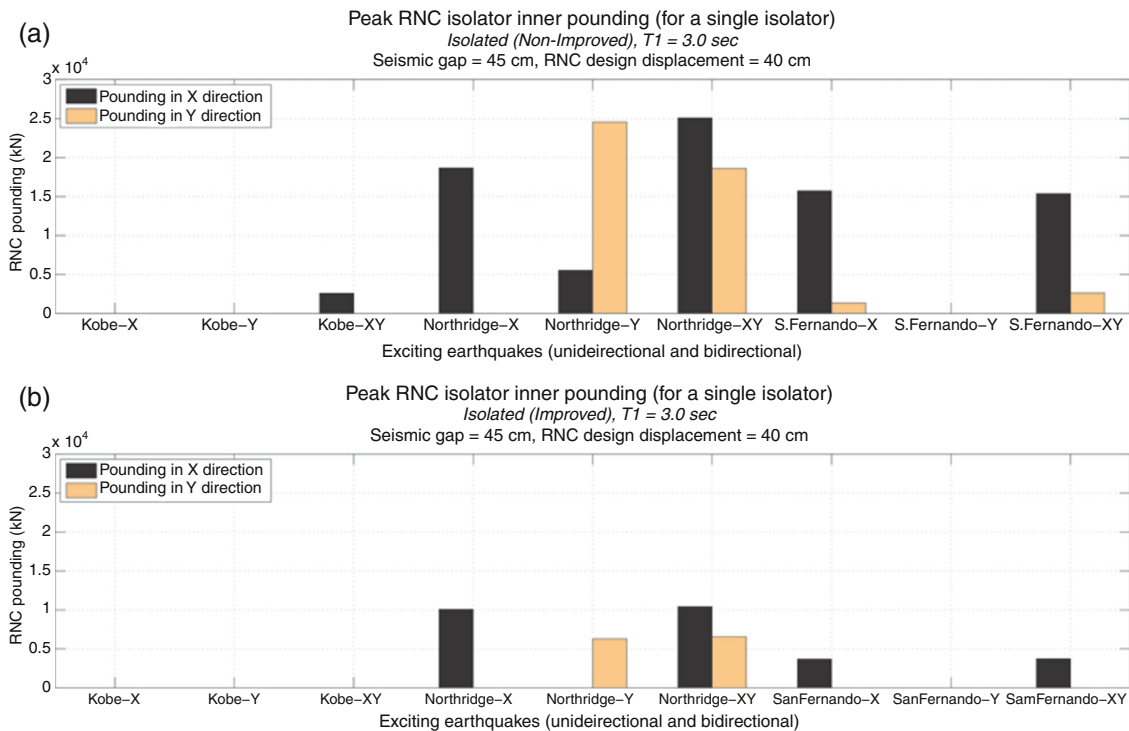


Figure 12. Peak inner pounding of a RNC isolator in X and Y directions under uni- and bidirectional near-fault ground motions: (a) non-improved RNC-isolated case; (b) improved RNC-isolated case.

isolator pounding under the same previous six load cases having pounding. Such pounding is proportional to the amount of bearing displacement beyond the chosen RNC isolator’s design displacement at the same considered value of buffer stiffness,

which is 2.50×10^6 kN/m. The ratio of peak RNC isolator pounding, Fig. 12(a), to that of structural pounding, Fig. 11(a), is 6.76% considering non-improved RNC isolation. Although the peak RNC isolator pounding might be of considerable amount

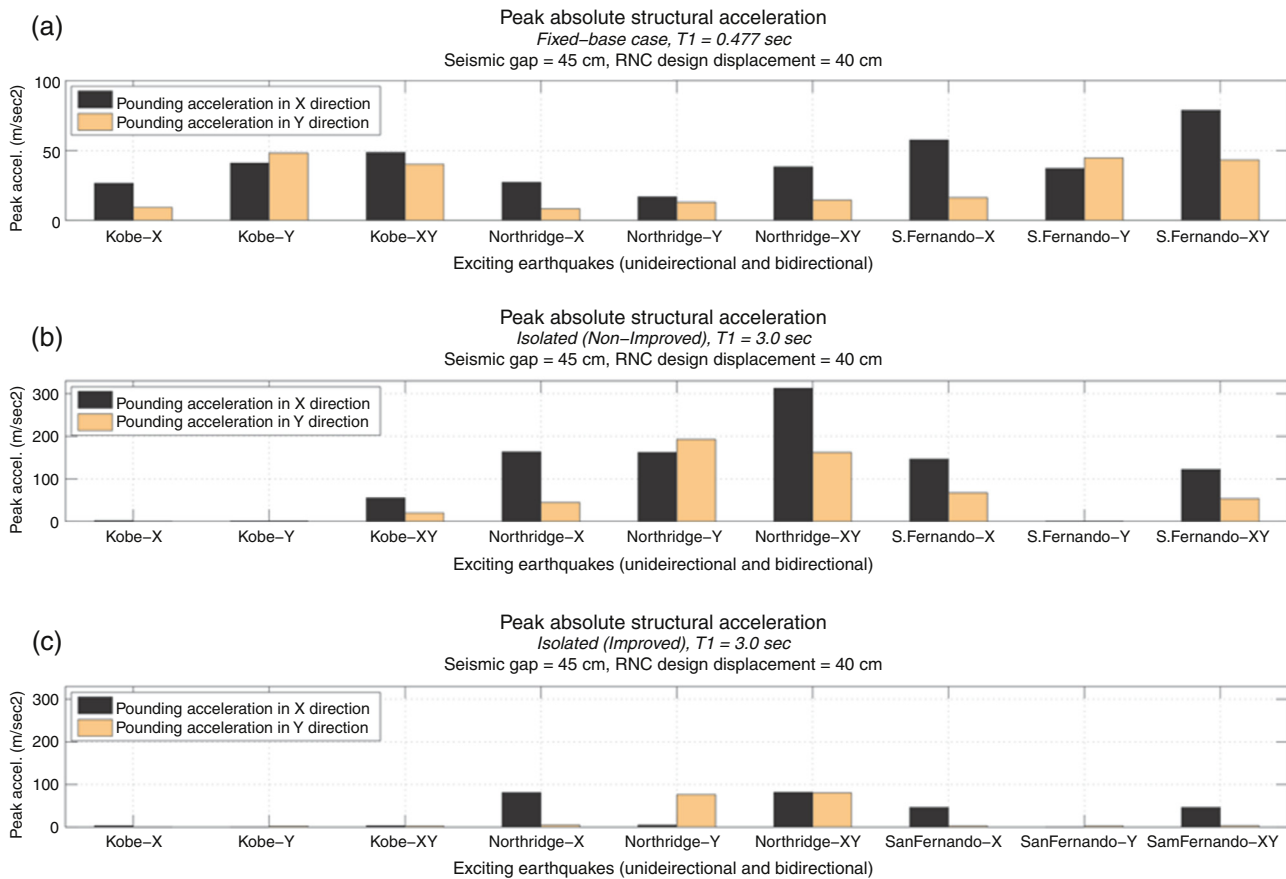


Figure 13. Peak absolute structural acceleration in X and Y directions under uni- and bidirectional near-fault ground motions: (a) fixed-base case; (b) non-improved RNC-isolated case; (c) improved RNC-isolated case.

compared to the overall structure pounding of some cases in Fig. 11(a), the activation of the RNC isolator's buffer offers more critical advantages. For example, it is not only able to minimize or even prevent structural pounding, and consequently prevents the possibly resulting severe local or global structural and non-structural damages, but it also distributes pounding regularly on the isolated base floor's in-plan area and keeps pounding always within the solid metallic body of the RNC isolator. Therefore, the RNC isolator's buffer could prevent structural pounding contact with no severe concentration of pounding forces at a local point or zone anywhere in the RNC-isolated structure, which is generally translated into less arising negative effects. According to Fig. 12(b), the improved RNC isolation has significantly reduced the RNC isolator pounding under five cases and eliminated pounding entirely under the sixth case of loading. Additionally, there is no out-of-plan pounding generated from a unidirectional ground motion. Such improvements could be attributed to the reduced in-plan and out-of-plan peak structural displacement responses, by means of the improved RNC isolation.

The corresponding influence of RNC isolator pounding on the isolation efficiency is shown in Fig. 13 regarding the peak absolute structural acceleration at the topmost floor as a performance measure. Although the peak acceleration responses of the fixed-base asymmetric structure are actually high, as in Fig. 13(a), they are even amplified significantly if structural or

RNC isolator pounding exists. The load cases that exhibit no pounding show minimal peak structural acceleration responses. The amplified structural accelerations due to pounding are worse (more amplified) in the case of non-improved RNC isolation, as shown by Fig. 13(b). In other respects, the improved RNC isolation has put an end to bidirectional RNC isolator pounding for all load cases, except under bidirectional Northridge earthquake, as in Fig. 12. Therefore, it has minimized the corresponding peak structural acceleration responses as demonstrated by Fig. 13. The remaining amplified accelerations, except under bidirectional San Fernando earthquake, are still higher than the fixed-base case but are significantly lower than those due to the non-improved RNC isolation. In other words, instead of having eleven peak acceleration responses in Fig. 13(b) higher than their corresponding values in the fixed-base case, Fig. 13(a), only four acceleration response quantities remain unacceptable due to the improved RNC isolation, Fig. 13(c), with a reduction percentage of around 64.0%.

According to Table 3 (companion paper Part I), the bidirectional San Fernando ground motions represent the most severe seismic excitation considered in this paper regarding the PGA. This excitation is used herein to show the effect of pounding on the peak absolute structural acceleration, at the topmost floor, along the excitation time history, as shown in Fig. 14. The peak response values of Fig. 14 are plotted in Fig. 13(a–c) as the ninth load case of San Fernando XY. A sudden stopping of

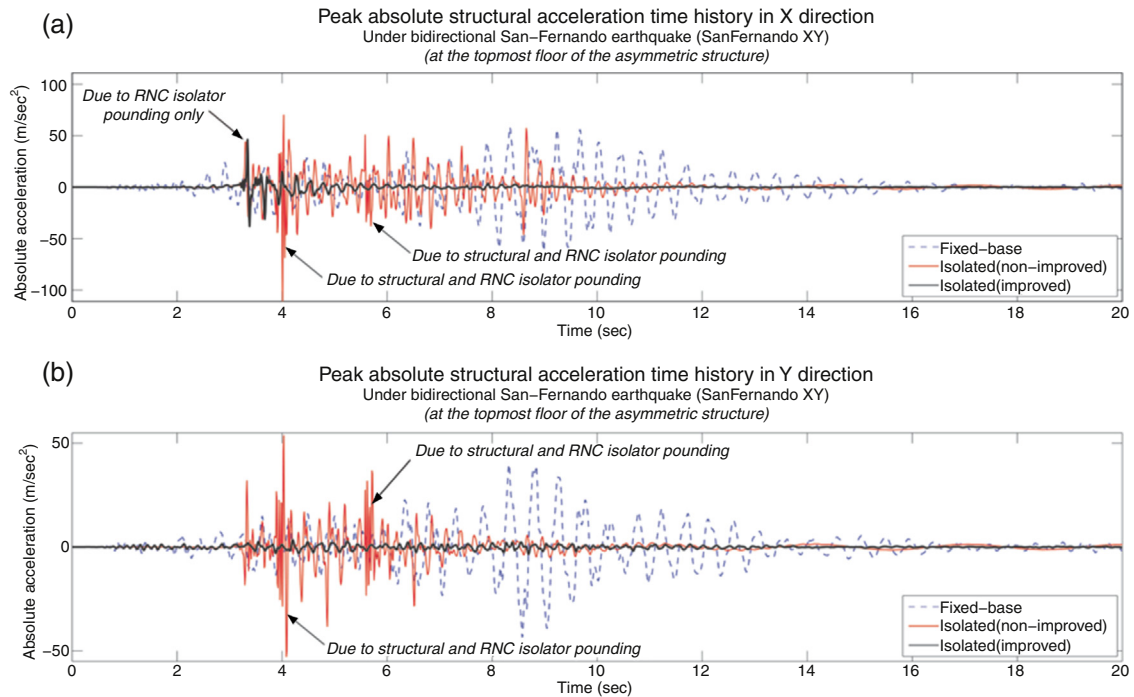


Figure 14. Peak absolute structural acceleration time history in X and Y directions under and bidirectional San-Fernando earthquake considering fixed-base, non-improved isolated and improved isolated cases: (a) structure pounding exists, considering the improved RNC isolation; (b) structure pounding does not exist, considering the improved RNC isolation.

displacement at the pounding level results in large and quick acceleration pulses in the opposite direction, which seems evident as a result of structural pounding at the topmost floor, as indicated in Fig. 14(a and b), where the acceleration responses are amplified and have significantly higher frequency in the case of non-improved RNC isolation. On the other side, the RNC isolator pounding gives no such rise to the acceleration peak value and frequency, as shown in Figure 14(a) by the solid black line representing the improved RNC isolation, which suffers only RNC isolator pounding in X direction. This might be seen as an advantage of inevitable RNC isolator pounding. Because of both structural and RNC isolator pounding in X direction, the corresponding isolation efficiency is severely deteriorated under non-improved RNC isolation as shown in Fig. 14(a), where the RNC-isolated peak structural acceleration is higher than that of the fixed-base case. Under the same conditions, the improved RNC isolation shows a reasonably good efficiency except at the instant of pounding, where the resulting peak acceleration is still even lower than that of the fixed base case with a ratio of 74.40%. Fig. 14(b) shows the acceleration responses in Y direction, where both structural and RNC isolator pounding are considerably less than those in X direction, as in Figs. 11(a) and 19(a), considering the non-improved RNC isolation case. Although, the peak acceleration response of that case is remarkably lowered but is still higher than the fixed-base case. On the other hand, both sources of pounding are nonexistent in the case of improved RNC isolation. As a result, the peak absolute structural acceleration is greatly reduced to represent a ratio of 8.0% to that of the fixed-base case.

3.2. Minimum Safe Seismic Gap (MSSG) using the RNC isolator

In this section, the term Minimum Safe Seismic Gap (MSSG) is introduced to express the smallest sufficient separation distance, between two adjacent structures, that permits no structural pounding. The MSSG is used herein as a performance measure for the RNC isolator's ability to limit the peak displacements of a RNC-isolated structure to mitigate or even to entirely avoid or eliminate structural pounding consequently. All the nine cases of loading, considered in Figs. 11–13, are reconsidered. Then, the worst, highest, single result under them all is recorded for each case study, regardless of the excitation. Forty-five different cases are studied considering the variation of both isolation period and the RNC isolator's design displacement. The peak response quantities of interest in this section are the structural pounding at the top-most floor, the corresponding RNC isolator pounding and the corresponding structural story drift in both X and Y directions considering the two methods of non-improved and improved RNC isolation. The buffer stiffness is the same as previous, which is $2.50 \times 106 \text{ kN/m}$.

Fig. 15 shows the MSSG in X direction and the corresponding RNC isolator pounding under non-improved and improved RNC isolation. From Fig. 15(a and b), it appears that the improved RNC isolation produces more regular variation of the MSSG against the isolation period and the RNC isolator's design displacement. In addition, the MSSGs are remarkably lower in Fig. 15(b), because of the improved RNC isolation, than in Fig. 15(a). As a result, the corresponding peak RNC isolator pounding in the case of improved RNC isolation, Fig. 15(d),

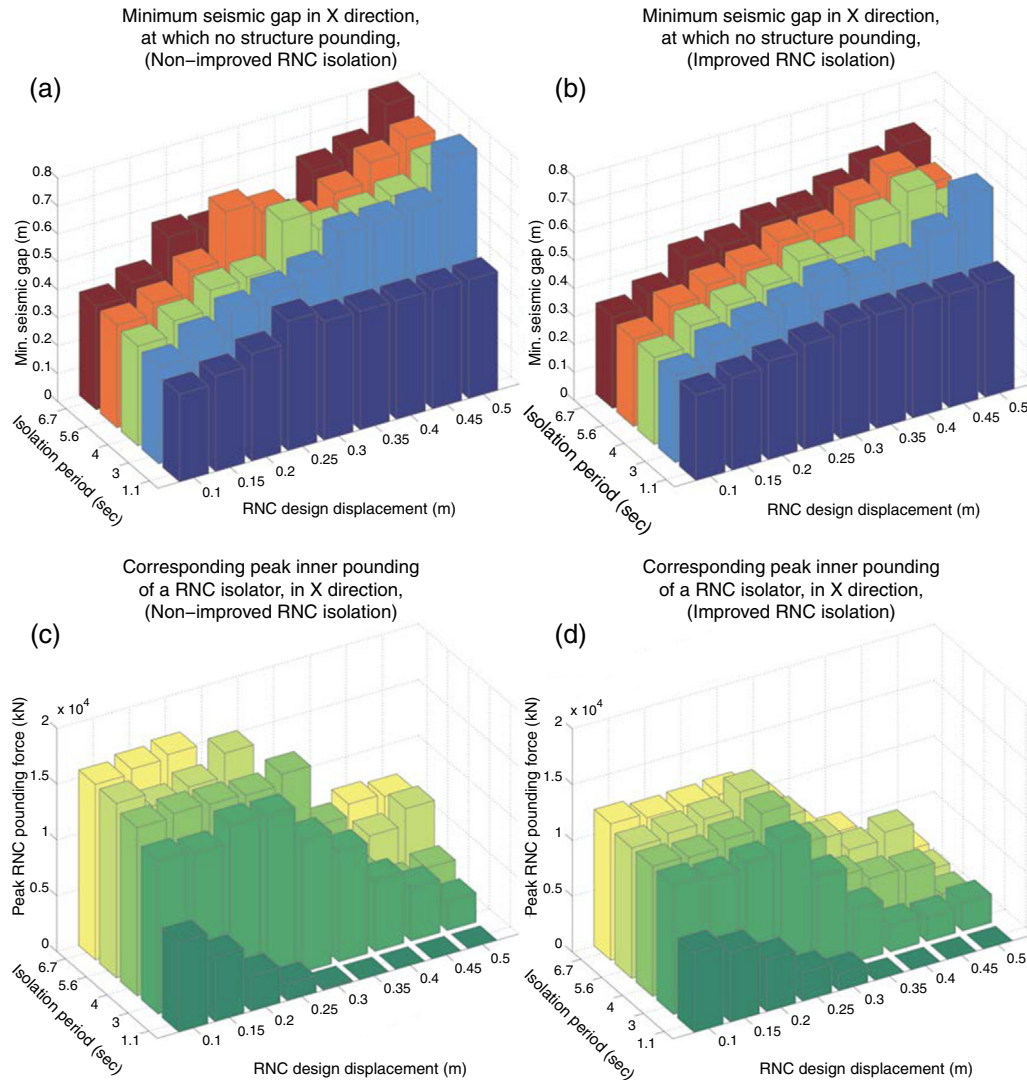


Figure 15. Minimum safe seismic gap in X direction, at which no structural pounding occurs, and the corresponding peak RNC isolator pounding considering the worst of the nine cases of loading: (a) minimum safe seismic gap, non-improved RNC isolation; (b) minimum safe seismic gap, improved RNC isolation; (c) corresponding peak RNC isolator pounding, non-improved RNC isolation; (d) corresponding peak RNC isolator pounding, improved RNC isolation.

is lower than that of the non-improved RNC isolation case, Fig. 15(c). Additionally, Fig. 15(a and b) shows that the variation of the RNC isolator's design displacement affects the MSSG more than the isolation period. This is attributed to the activation of the buffer mechanism after a certain pre-determined bearing design displacement; regardless of how much flexible is the bearing. Such buffer activation cancels the effect of added isolator flexibility to provide higher isolation period. Therefore, the MSSG increases substantially with the increase of RNC isolator's design displacement and increases slightly with the increase of the isolation period, as illustrated by Fig. 15(a and b). Regarding the RNC isolator pounding of Fig. 15(c and d), it seems to be almost invariable at lower design displacements and higher isolation period, then it starts to remarkably decrease after a design displacement of around 30.0 cm as the RNC isolator's design displacement gets bigger. This decrease of the RNC isolator pounding may be attributed to the relatively low kinetic energy of the isolated structure just

before hitting the buffer at those high RNC isolator's design displacements.

Fig. 16 shows the same response quantities of Fig. 15 but in Y direction under the same conditions. Similar to Fig. 15, Fig. 16 shows a superior behavior of the improved RNC isolation to the non-improved one regarding MSSG and RNC isolator pounding, which are significantly less under the improved RNC isolation, as demonstrated by Fig. 16(b and d). Moreover, the variation of the MSSG and the corresponding RNC isolator in Y direction against the isolation period and the bearing design displacement is similar to that in X direction. The only difference is that the improved RNC isolation has lowered significantly the peak structural displacements in Y direction to a degree that has not only prevented structural pounding at relatively lower seismic gaps, but also the RNC isolator pounding is reduced considerably and became nonexistent in many cases.

The corresponding peak story drift ratios in X and Y directions are plotted in Fig. 17 against the isolation period and the

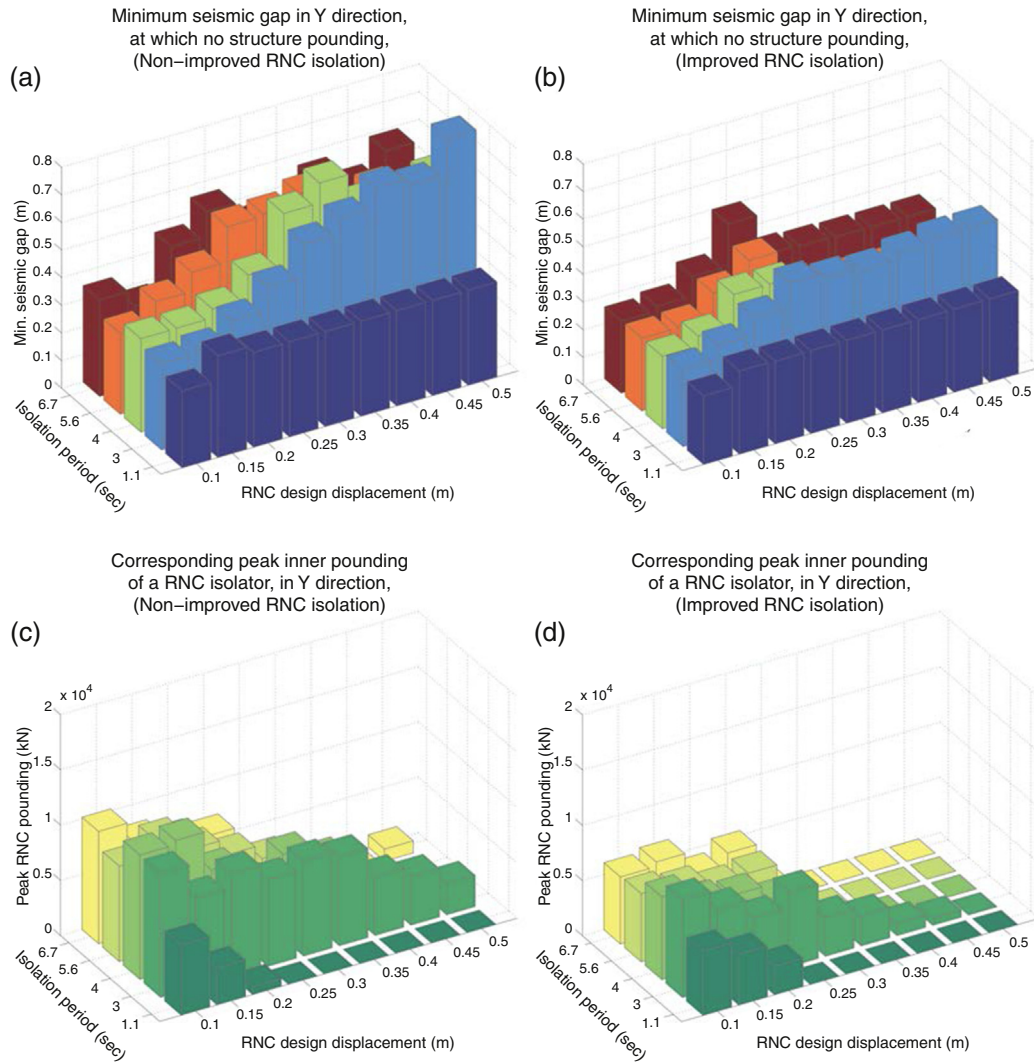


Figure 16. Minimum safe seismic gap in Y direction, at which no structural pounding occurs, and the corresponding peak RNC isolator pounding considering the worst of the nine cases of loading: (a) minimum safe seismic gap, non-improved RNC isolation; (b) minimum safe seismic gap, improved RNC isolation; (c) corresponding peak RNC isolator pounding, non-improved RNC isolation; (d) corresponding peak RNC isolator pounding, improved RNC isolation.

RNC isolator’s design displacement considering non-improved and improved RNC isolation methods. Once more, Fig. 17(b and d) show that the structural behavior is better using the improved RNC isolation, especially, the peak drift ratios in Y direction, Fig. 17(d), where the RNC-isolated asymmetric structure behaves almost as a rigid body, as a result of entire elimination of both structural and RNC isolator pounding, in many cases at higher design displacements of the RNC isolator. However, the importance of peak drift ratio is to be used as a measure of possible future structural damage under earthquakes [1]. Reference [1] specified four seismic performance levels SP1 (negligible damage), SP2 (minor to moderate damage), SP3 (moderate to major damage) and SP4 (major damage). Those four seismic performance levels are associated to maximum drift ratios of 0.5%, 1.5%, 2.5% and 3.8%, respectively. Accordingly, the highest two, odd, peak drift ratios of Fig. 17 are 0.74% under non-improved RNC isolation, Fig. 17(a), and 0.50% in case of improved RNC isolation, Fig. 17(b). The earlier is less than half the limit of SP2 to predict minor structural

damage, while the latter of 0.50% means negligible structural damage of the worst, highest, case study under improved RNC isolation. Certainly, the remaining lower peak drift ratios should exhibit less structural damage theoretically. The main outcome of this section is that the RNC isolator could efficiently mitigate (or entirely) eliminate possible structural pounding with adjacent structures, under severe NF ground motions considering limited or insufficient seismic gaps, with minor or negligible negative influence on structural damage.

3.3. Appropriate RNC isolator characteristics for no pounding

This section attempts to present a more practical study, where a relatively limited seismic gap is selected based on the available literature [2,3]. Then, a RNC isolator is designed to accommodate with the selected limited gap producing neither structural nor RNC isolator pounding under any of the nine cases of loading. Finally, the peak absolute structural

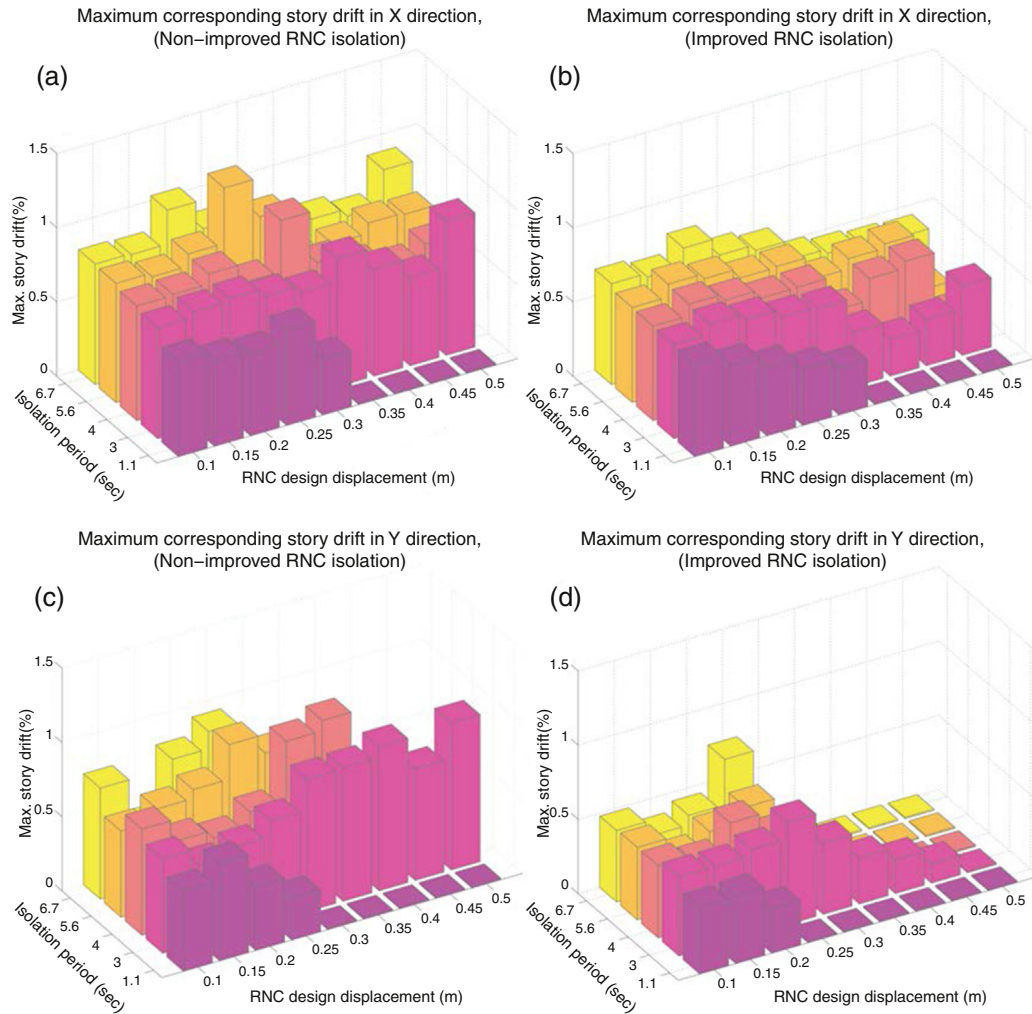


Figure 17. Corresponding peak story drift: (a) in X direction considering non-improved RNC isolation; (b) in X direction considering improved RNC isolation; (c) in Y direction considering non-improved RNC isolation; (d) in Y direction considering improved RNC isolation.

accelerations and structural base shear reactions are employed as performance measures to assess the RNC isolation efficiency. The solution key under such conditions is through reducing the horizontal flexibility of the RNC isolator to a degree that allows for some reasonable structure-ground decoupling and prevents any pounding contact of the RNC-isolated structure with adjacent structures within the selected limited gap. In addition, the resulting peak bearing displacement will be lower than a chosen relatively small design displacement of the RNC isolator. This could achieve reasonably efficient isolation with no pounding at all. Moreover, the choice of a less flexible RNC isolator with a relatively small design displacement imposes constraints upon the peak bearing displacement and velocity. Constraining the bearing displacement decreases the probability of activating the buffer mechanism, while constraining its velocity allows the RNC-isolated structure to hit the buffer with significantly low kinetic energy to produce reasonably low inner RNC isolator pounding with less arising unwanted effects on the other structural responses, compared to the case of highly flexible RNC isolator design.

In this section, the seismic gap between the RNC-isolated asymmetric structure and the surrounding adjacent one, in both X and Y directions, is taken less than or equal to:

$$\text{Seismic gap of a RNC – isolated structure} \leq x_{\text{des}} + \frac{S_{AB}}{4} \quad (1)$$

where x_{des} is the RNC isolator’s design displacement, and S is the horizontal separation distance, between two fixed-base structures A and B, which is obviously equal to the peak relative displacement response x_{rel} between those adjacent fixed-base structures. The separation distance S is given by [2,3] as:

$$S_{AB} = x_{\text{rel}} = \sqrt{x_A^2 + x_B^2 - 2\rho_{AB}x_Ax_B} \quad (2)$$

where x_A , x_B and x_{rel} are the mean peak displacement values of the two adjacent structures and their relative displacement, respectively. Based on the period ratio $r = T_b/T_a$, the correlation coefficient ρ is given by [4,5] for a two adjacent structures with equal damping ratio θ as:

$$\rho_{AB} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} \quad (3)$$

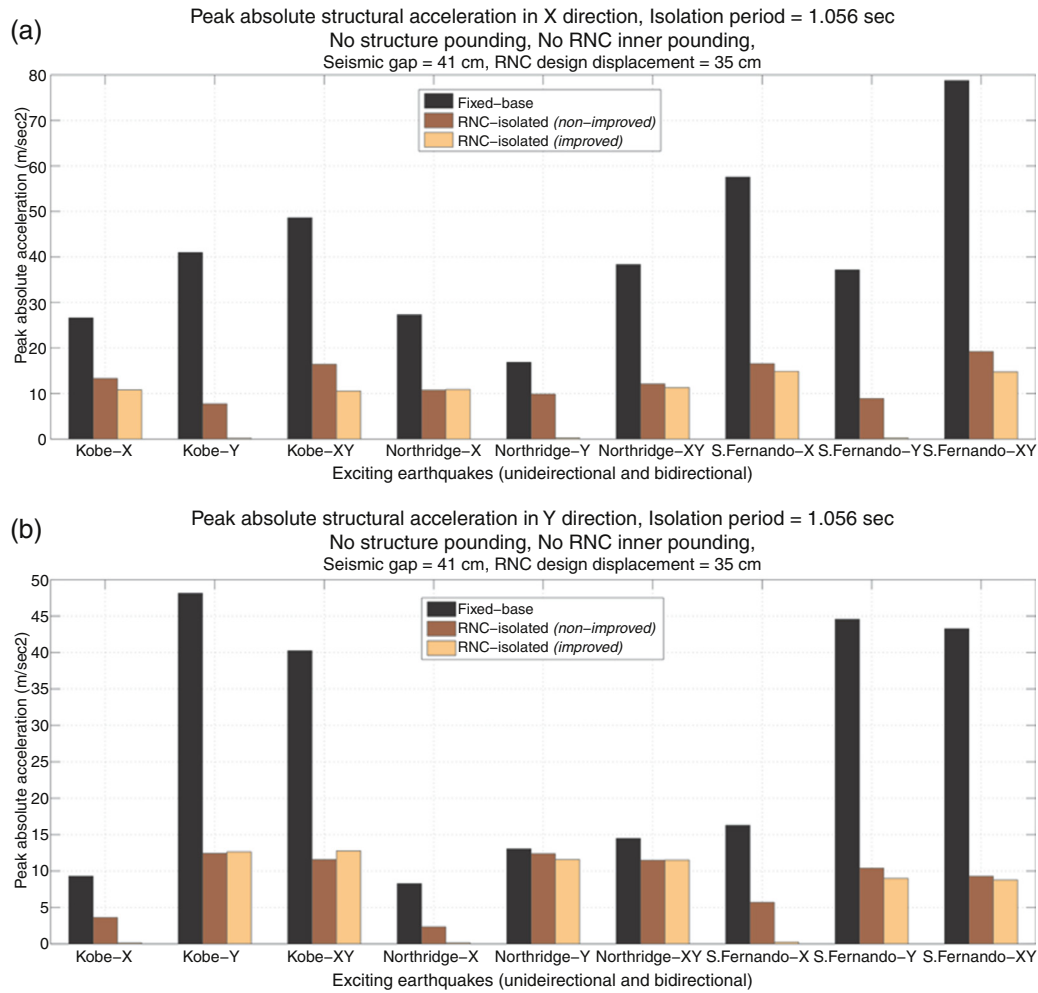


Figure 18. Peak absolute structural acceleration considering low isolation period and a limited seismic gap, at which there is no structure pounding nor inner RNC pounding: (a) in X direction; (b) in Y direction.

In this section, the design displacement of the RNC isolator is taken as 35.0 cm, while the calculated separation distance according to Eqs. (2) and (3) is found to be 27.15 cm. Therefore, and according to Eq. (1), a relatively small seismic gap is considered in this section as 40.0 cm.

Considering a small isolation period of 1.056 s, chosen by trial and error method to fulfill the above conditions, Fig. 18 compares the peak absolute structural accelerations of the non-improved and improved RNC-isolated asymmetric structure with their corresponding values in the fixed-base case in X and Y directions. In addition to the nearly zero out-of-plan acceleration responses under unidirectional excitations using the improved RNC isolation, the other main observation is that the RNC-isolator is able to significantly reduce the peak structural accelerations under most of the severe NF ground motion cases, at low isolation period with no pounding, regardless being non-improved or improved RNC isolation. Although, it was noted that the peak structural and bearing displacements are still lower than their chosen limits under some excitations. Therefore, a trial and error method is used to obtain the most appropriate isolation period of only the improved RNC isolation under simultaneous bidirectional excitations of each of the three considered NF

earthquakes, such that the resulting peak structural and RNC isolator displacements are just below their chosen limits. The resulting structural responses of the RNC-isolated asymmetric structure should be the lowest possible under the bidirectional excitations within those limits. Therefore, they may lead to a fair assessment of the RNC isolator’s efficiency under the specified limited conditions.

Figs. 19–21 demonstrate those obtained results under the simultaneous bidirectional components of Kobe, Northridge and San Fernando, respectively, in X and Y directions. Under bidirectional Kobe earthquake, the appropriate isolation period is found to be 1.393 s, where the controlling parameters were both the peak structural and RNC isolator displacements in Y direction, Fig. 19(b). The RNC isolator has reduced the frequency and amplitude of the peak absolute structural acceleration to a reasonably satisfying degree in X and Y directions under the specified restrictions, as shown in Figure 19(a). Other peak response quantities are listed in Figure 19(b). The base shear reaction, which is a measure for the seismic force transfer into the structure, is reduced to 49.0% of its value in the fixed-base case in Y direction. Similarly, the main controlling parameter was found to be the peak RNC isolator’s displacement in X direc-

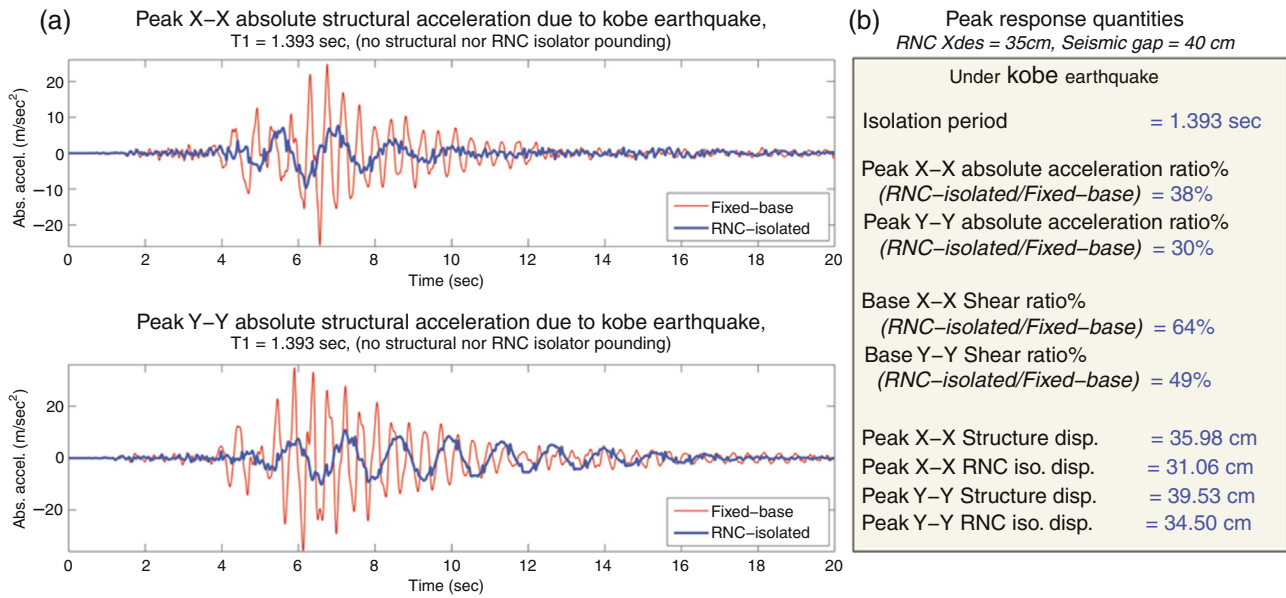


Figure 19. Lowest response quantities considering the appropriate RNC isolator characteristics to achieve isolation without any pounding at a seismic gap of 40 cm and a RNC isolator design displacement of 35 cm: (a) peak absolute structural acceleration under Kobe earthquake; (b) peak response quantities under Kobe earthquake.

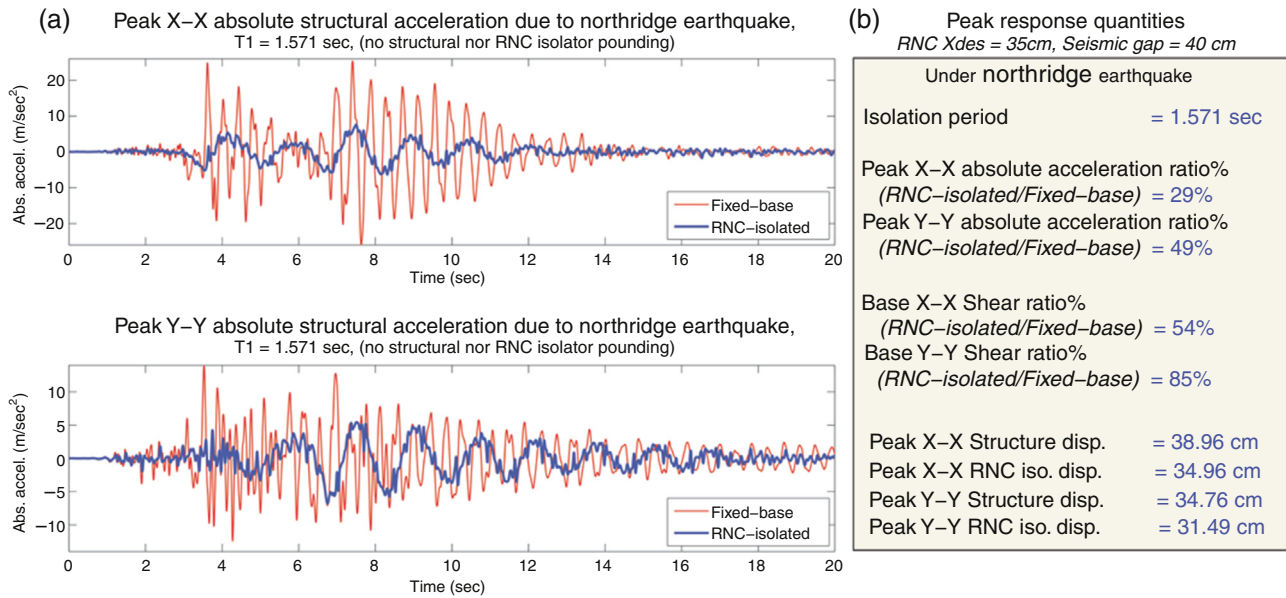


Figure 20. Lowest response quantities considering the appropriate RNC isolator characteristics to achieve isolation without any pounding at a seismic gap of 40 cm and a RNC isolator design displacement of 35 cm: (a) peak absolute structural acceleration under Northridge earthquake; (b) peak response quantities under Northridge earthquake.

tion under bidirectional Northridge earthquake, Fig. 20(b), at an appropriate isolation period of 1.571 s to just avoid pounding. The peak acceleration and base shear are reduced to 29.0% and 54.0% in X direction, respectively. Under such severe NF excitation, the time history plots of peak structural accelerations, Fig. 20(a), show a fairly good behavior of the improved RNC isolation in X direction, while in Y direction the behavior is moderately good. In Fig. 20(a), there are no high frequency peak acceleration pulses, which indicates nonexistent pounding. Under the severest ground motion in this paper, regarding PGA, the RNC isolator has efficiently reduced the peak structural

accelerations to 25.0% and 15.0% in X and Y directions, respectively, under bidirectional San Fernando earthquake, Fig. 21. In the same way, the structural base shear is reduced to 56.0% and 31.0% in X and Y directions, respectively. Fig. 21(a) confirms the efficient behavior of the improved RNC isolator with no indication of structural or RNC isolator pounding at the lowest isolation period of 1.057 s among the three considered earthquakes, where the controlling parameter was the peak structural displacement in X direction. The main conclusion of this section is proving the ability of the RNC isolator to provide an efficient protection of multistory asymmetric structures,

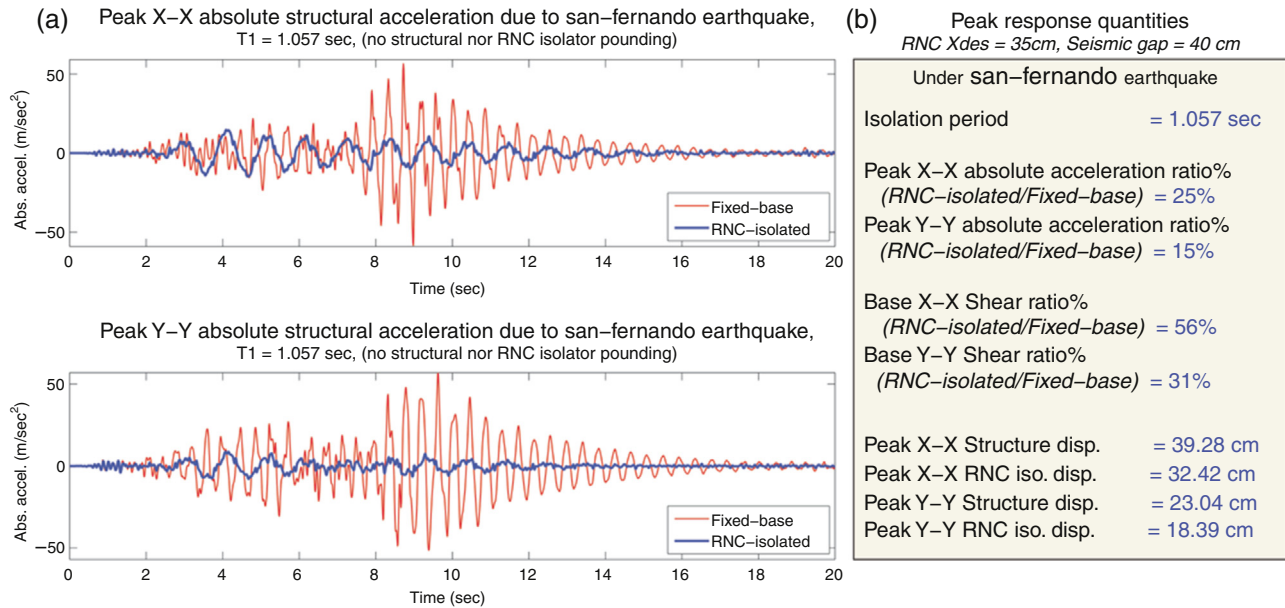


Figure 21. Lowest response quantities considering the appropriate RNC isolator characteristics to achieve isolation without any pounding at a seismic gap of 40 cm and a RNC isolator design displacement of 35 cm: (a) peak absolute structural acceleration under SanFernando earthquake; (b) peak response quantities under SanFernando earthquake.

against bidirectional NF earthquakes considering limited seismic gaps, with absolutely no structural nor RNC isolator pounding.

4. Summary and conclusions

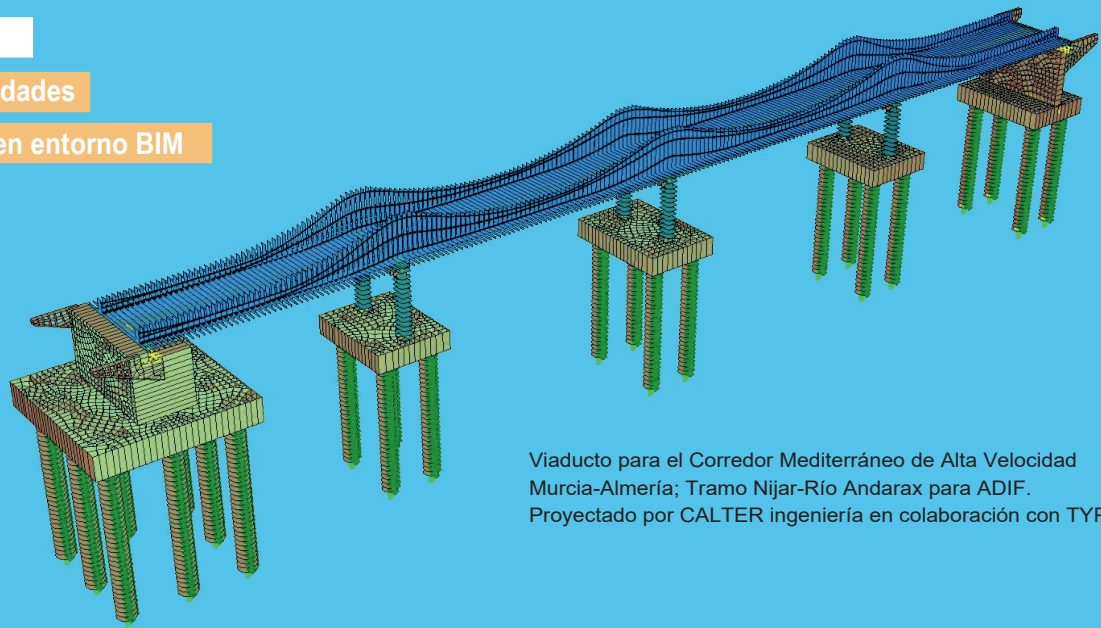
This paper addresses the possibility of nearly eliminating the torsional responses and torsional structural pounding of isolated asymmetric structures using the Roll-in-Cage (RNC) isolator considering near-fault (NF) ground motions.

It was found that the RNC isolator is able to theoretically minimize or to entirely eliminate torsional responses of the RNC-isolated asymmetric superstructures. Therefore, the paper investigated the influence of that torsion minimizing on the isolation efficiency under uni- and bidirectional NF excitations. Then, the paper investigated numerically the efficiency of the RNC isolator's buffer mechanism, especially, its ability to draw downward any possible pounding of the RNC-isolated superstructure to take place only within the solid bearing bounds. Moreover, the ability of RNC isolator's buffer mechanism to limit the peak bearing displacement, has allowed the paper to introduce the concept of minimum safe seismic gap (MSSG). The MSSG is introduced to express the smallest sufficient separation distance, between two adjacent structures, that permits no structural pounding. The MSSG is used herein as a performance measure for the RNC isolator's ability to limit the peak displacements of a RNC-isolated structure to mitigate or even to entirely avoid or eliminate structural pounding consequently. The influence of partial and full elimination of direct seismic pounding, of the RNC-isolated superstructure, on the isolation efficiency is investigated.

It was also found that the generated inner pounding inside the RNC isolator (due to its buffer activation after exceeding a certain design displacement chosen by the designer) has less negative effects on the peak structural responses compared to the direct seismic pounding of the RNC-superstructure itself with adjacent structures. This has motivated the paper to benefit from the ability of the rolling-based RNC isolator to provide efficient seismic isolation, even at low isolation periods, to entirely prevent inner pounding of the RNC isolator together with the direct seismic pounding of the RNC-superstructure under the same seismic gap widths and NF excitations. This was achieved by using relatively stiffer RNC isolators such that they provide efficient seismic isolation with no pounding at all. Finally, it was found that the RNC isolator has achieved significant reductions in peak absolute acceleration responses besides entire elimination of torsion and pounding of RNC-isolated asymmetric structures considering limited seismic gaps and strong uni- and bidirectional NF earthquakes.

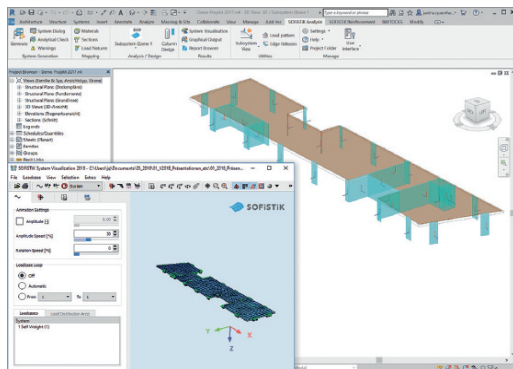
References

- [1] SEAOC, Recommended lateral force requirements and commentary, Seismology Committee, Structural Engineers, Association of California, Sacramento, CA, 1999.
- [2] V. Jeng, K. Kasai, B.F. Maison, A spectral difference method to estimate building separations to avoid pounding, *Earthq. Spectra* 8 (2) (1992) 201–223.
- [3] J. Penzien, Evaluation of building separation distance required to prevent pounding during strong earthquakes, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 26 (1997) 849–858.
- [4] A. Der, Kiureghian, Structural response to stationary excitation, *ASCE J. Eng. Mech. Div.* 106 (6) (1980) 1195–1213.
- [5] M. Grigoriu, Mean-square structural response to stationary ground acceleration, *ASCE J. Eng. Mech. Div.* 107 (5) (1981) 969–986.

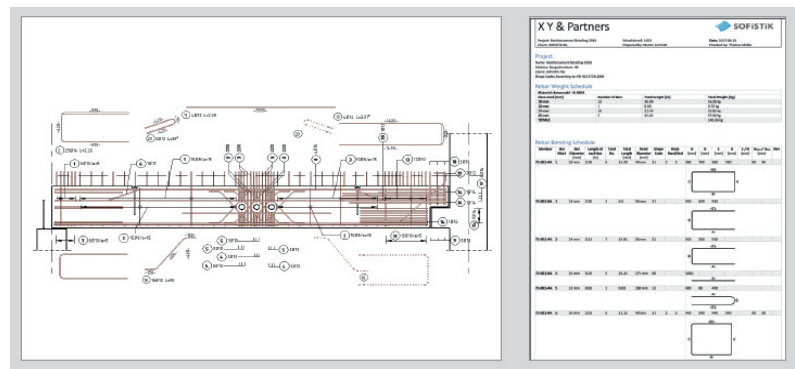

versión 2018
Nuevas funcionalidades
y flujo de trabajo en entorno BIM
más info


Viaducto para el Corredor Mediterráneo de Alta Velocidad Murcia-Almería; Tramo Nijar-Río Andarax para ADIF. Proyectado por CALTER ingeniería en colaboración con TYPSA.

BIM para edificación



BIM para construcción



BIM para obra civil



SOFiSTiK Infrastructure Extension "SiX"

- Crea los modelos de puentes Revit 3D a partir de modelos de SOFiSTiK: superestructura, muelles, tendones...
- Crea familias de perfiles para el Modelo 3D.
- Extruye los perfiles a lo largo del eje del puente.
- Crea rejillas, vistas de secciones y símbolos en puntos clave.
- Crea tendones, parapetos o barandillas.



Analysis of shear resisting actions by means of optimization of strut and tie models taking into account crack patterns

Análisis de mecanismos resistentes a cortante mediante optimización de modelos de bielas y tirantes considerando patrones de fisuración

Jesús Miguel Bairán^{a,*}, Antonio Mari^b, Antoni Cladera^c

^a *Dr Ing. de Caminos, Canales y Puertos, Universitat Politècnica de Catalunya, Profesor Agregado, Spain*

^b *Dr Ing. de Caminos, Canales y Puertos, Universitat Politècnica de Catalunya, Catedrático, Spain*

^c *Dr Ing. de Caminos, Canales y Puertos, Universitat de les Illes Balears, Prof. Titular, Spain*

Received 7 April 2017; accepted 18 April 2017

Available online 20 June 2017

Abstract

The shear resisting actions in reinforced concrete elements without transverse reinforcement is analyzed by means of optimized strut-and-tie models with concrete ties. Biaxial failure criteria are used for uncracked and cracked regions. The stress transfer capacity across cracks is accounted for by including the inclination between the stress field and the crack opening and sliding. An experimental case-study is analyzed. It is shown that that different shear resisting actions can occur in different regions of the beam. The strut-and-tie scheme in the critical region is consistent with the Multi-Action Shear Strength Model (MASM).

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Shear; Resisting actions; Strut and ties; Concrete ties; Aggregate interlock

Resumen

En este artículo se presenta un estudio sobre los mecanismos resistentes a cortante en elementos de hormigón armado sin armadura transversal, basado en la optimización de modelos de bielas y tirantes, con tirantes de hormigón, y criterios de rotura biaxiales para la zona fisurada y no fisurada. Se comprueba la capacidad de transmitir tensiones de forma oblicua a las fisuras según la abertura y deslizamiento de la fisura. Se analiza un caso experimental y se observa que se pueden dar diferentes mecanismos resistentes simultáneamente en distintas zonas del elemento. El esquema de bielas y tirantes de la zona crítica es consistente con el modelo de cortante multi-acción (MASM)

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Cortante; Acciones resistentes; Bielas y tirantes; Tirantes de hormigón; Engranamiento áridos

1. Introduction

Shear in concrete has been studied since several decades without achieving consensus about the resistant model for design. Although, agreement exists in that resistance involves several

actions, with at least, the actions of the uncracked zone, aggregate interlock, residual tension of cracked zone, the longitudinal reinforcement and transversal reinforcement [1]. As quantifying these actions is difficult, most practical models available in codes involve some empirical component. However, it seems that models that assume different determinant actions can produce reasonably similar results. Historically, this has motivated debates that, far from looking for consensus and complementarity in the similarities, the models are presented as incompatible.

* Corresponding author.

E-mail address: jesus.miguel.bairan@upc.edu (J.M. Bairán).

This paper deals with the analysis of this problematic with a novel, yet relatively simple, approach by means of the analysis of strut-and-tie (SAT) schemes of shear tests; hence, internal and external equilibrium is evident. In Schlaich et al. [2], the existence of concrete ties in SAT models was suggested, particularly in elements without transverse reinforcement loaded in shear, reinforcement anchorage and uncracked zones. The physical development of tensile stresses after cracking is studied here based on the model of Walraven [3] for aggregate interlock (AI).

Given the variability of the capacity of the concrete ties, a single SAT scheme is not adequate for explaining all load stages. Hence, topological optimization [4] is applied to the SAT scheme by means of the Gradient Descent Method (GDM) [5]. This methodology is applied to an experimental case without transversal reinforcement. It is found that the relevance of each resisting action changes in each zone of the beam, depending on the crack inclination and opening. Different resisting actions, therefore, co-exist in space and time. The action that exceeds its capacity first controls the shear resistance of the element. This explains, in part, the diversity of hypotheses in the existing models. However, it is also evident that some of these models are partial views of the same process. Hence, if posted properly, the theories should be complementary to each other. The method is applied to investigate the feasibility of a pure AI beam model and the Multi-Action Shear Model (MASM).

2. Case study

The specimen under consideration is a rectangular RC beam without transversal reinforcement from [6]. Although the campaign aimed at investigating the effects of high fines contents in the shear strength, the selected element is a reference beam with a normal fines content (175 kg/m^3), corresponding to specimen C175-SM. The beam geometry and test configuration are shown in Fig. 1. The shear span ratio (a/d) is 3.0.

Concrete strength the day of the test (90 days) was $f_{c90} = 31.3 \text{ MPa}$, the elastic modulus was $E_c = 32.4 \text{ GPa}$. The tensile strength was estimated as $f_{ct} = 3.13 \text{ MPa}$, and average yield stress of the reinforcement is $f_y = 550 \text{ MPa}$.

The crack pattern at failure is shown in Fig. 2. It can be observed that the crack inclination in the central part is relatively vertical ($\sim 78^\circ$). However, close to the support, an inclined crack develops with an angle of 46° in the mid-height of the section. In the bottom of the beam the shear crack connects to a bending crack and, at an advance load stage, a horizontal crack develops at the height of the longitudinal reinforcement, denoting bond slip in this region.

The experimental failure load was 145.5 kN , producing a shear force of 87.24 kN . When accounting for the self-weight of the beam, the shear force at 0.60 m (where the transition of the shear crack to the almost horizontal crack in the compression head takes place) is 88.76 kN .

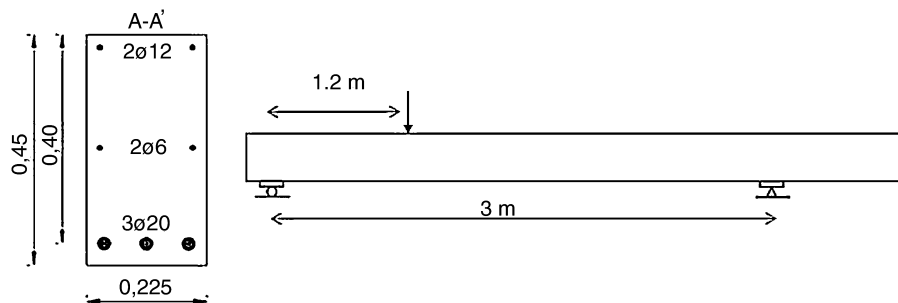


Figure 1. Geometry, reinforcement and test configuration.

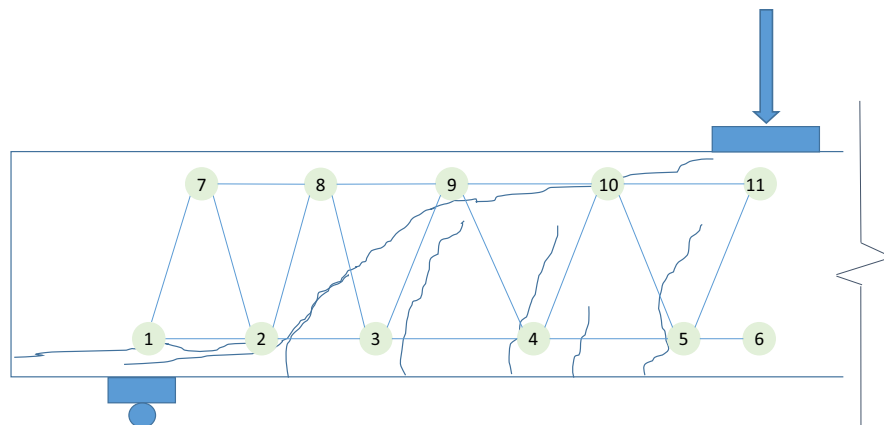


Figure 2. Crack pattern at failure and reference strut-and-tie (SAT) scheme.

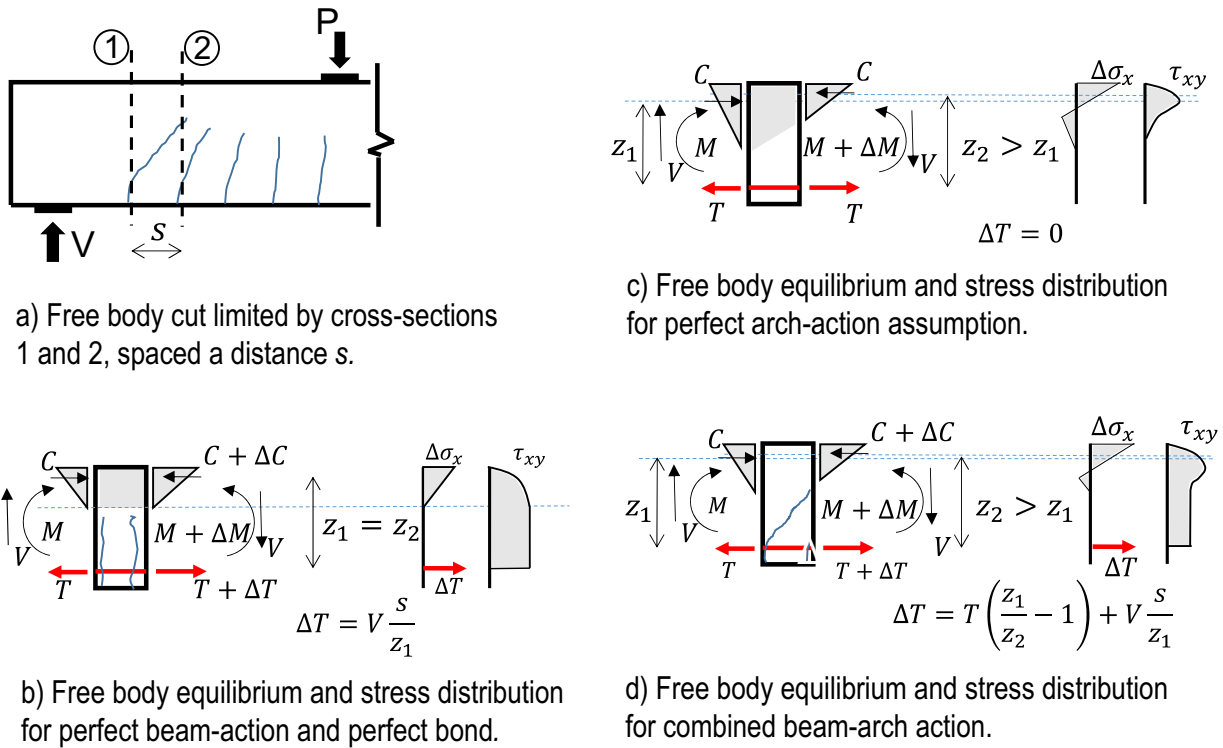


Figure 3. Qualitative stress distribution in the cross-section for different shear resisting actions.

3. Analytical shear strength according to the MASM

Shear resistance can be explained by a number of actions that can be superimposed; hence the problem is highly redundant and non-linear. Fig. 3 shows possible internal forces to balance a moment variation (shear) between sections 1 and 2. In a pure beam-action (Fig. 3b), the lever arm is constant and a variation of force is needed, although it needs shear stresses to cross the formed cracks. Conversely, in a pure arch action (Fig. 3c), shear stresses don't reach the reinforcement, thus there is no variation of forces, only of the lever arm.

The Multi-Action Shear Model (MASM) was developed in [7] assuming that, in the first stage, beam action is predominant but, after cracks widen, the mechanism that transfer stresses across cracks softens, and the combined beam-arch action develops in the critical zone (Fig. 3d). The summary of the MASM is presented in Fig. 4. A simplified version of this theory for code applications was further developed in [8], referred as Compression-Chord Capacity Model (CCCM).

By applying MAAS to the case study, the capacity of the different actions is:

- Compression chord: $V_{cc} = 77.0$ kN (83.9%)
- Cracked web: $V_w = 14.8$ kN (16.1%)
- Longitudinal reinforcement: $V_l = 0$ (0%)
- Transverse reinforcement: $V_s = 0$ (0%)

The predicted ultimate shear strength is 91.8 kN ($V_{test}/V_{ana} = 0.967$).

4. Internal equilibrium analysis

In order to investigate internal equilibrium, a SAT model was developed with an internally isostatic truss, where concrete tension ties are needed. A topological optimization [4] procedure was implemented based on the GDM [5] that varies the coordinates of the nodes. Hence, the geometry of the truss can be modified as to minimize the difference between the vertical component of the forces in the bars that represent V_{cc} and V_w . This approach will be used to investigate if it is possible to produce an equivalent strut-and-tie scheme that explains the same shear share in the inclined cracked zone while satisfying internal and global equilibrium. In the following, all trusses are loaded with the analytical shear force at failure $V_R = 91.8$ kN.

4.1. A pure aggregate interlock system

A truss with constant depth, i.e. pure beam action, is first analyzed. After cracking, this system is equivalent to pure aggregate interlock action (Section 3). Inclined concrete ties and struts are needed to transfer the shear forces from top to bottom. The truss forces, when the experimental failure load (91.8 kN) is applied, are shown in Fig. 5 and compared against the crack pattern.

In order for this model to be valid, concrete ties should cross the developed cracks. In the region farther than 700 mm from the support, ties are inclined at 67° and cross cracks inclined at 78° , i.e. the angle between the tie and the crack is approximately 35° . The Walraven's AI model [3] can be

Compression chord	$v_{cc} = \frac{V_{cc}}{f_{ct}bd} = \zeta \left[(0.88 + 0.70v_s) \frac{x}{d} + 0.02 \right] \quad (1)$
Cracked concrete web	$v_w = \frac{V_w}{f_{ct}bd} = 167 \frac{f_{ct}}{E_c} \left(1 + \frac{2E_c G_f}{f_{ct}^2 d} \right) \quad (2)$
Longitudinal reinforcement	$v_s > 0 \rightarrow v_l = \frac{V_l}{f_{ct}bd} = 0.25 \frac{x}{d} - 0.05 \quad (3_a)$
	$v_s = 0 \rightarrow v_l = 0 \quad (3_b)$
Transversal reinforcement	$v_s = \frac{V_s}{f_{ct}bd} = 0.85 \rho_w \frac{f_{yw}}{f_{ct}} \quad (4)$
Size effect	$\zeta = 1.2 - 0.2a \geq 0.65 \quad (5)$
Shear span	$a = \frac{ M_{max, shear span} }{ V_{max, shear span} } \quad (6)$

Figure 4. Summary of MASM general equations.

used to investigate if this shear transfer is possible, by means of coupling crack opening (ω) and slip (Δ), as in Eqs. (7) and (8). Considering the coexistence of both tension and compression stress fields in this region, the stresses in the plane of the crack are: $\sigma_r = -0.46$ MPa (tension) and $\tau_r = 1.09$ MPa (point 1 in Fig. 6). The stress can be transferred by the crack up to crack widths of 0.3 mm or smaller. However, for a crack width up to 1.5 mm, this capacity is only deteriorated 27%, which would allow for certain redistribution through variation of the ties inclination; however, for larger crack widths the deterioration is abrupt. Therefore, AI action is considered

capable of transferring the shear forces in this zone of the beam.

$$\tau_t = -\frac{f_c}{30} + \left[1.8\omega^{-0.8} + (0.234\omega^{-0.707} - 0.20) f_c \right] \Delta \quad (7)$$

$$\sigma_t = -\frac{f_c}{20} + \left[1.35\omega^{-0.63} + (0.191\omega^{-0.552} - 0.15) f_c \right] \Delta \quad (8)$$

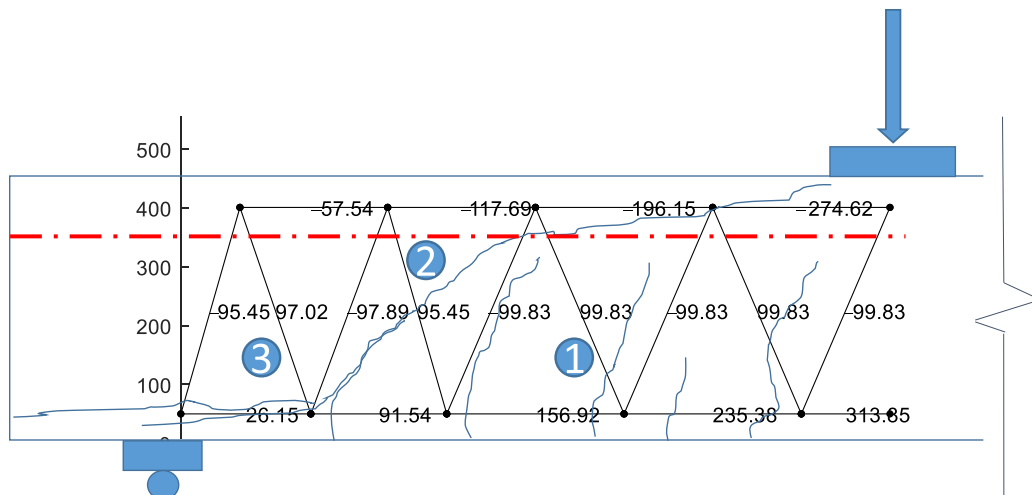


Figure 5. Strut-and-tie model with constant depth.

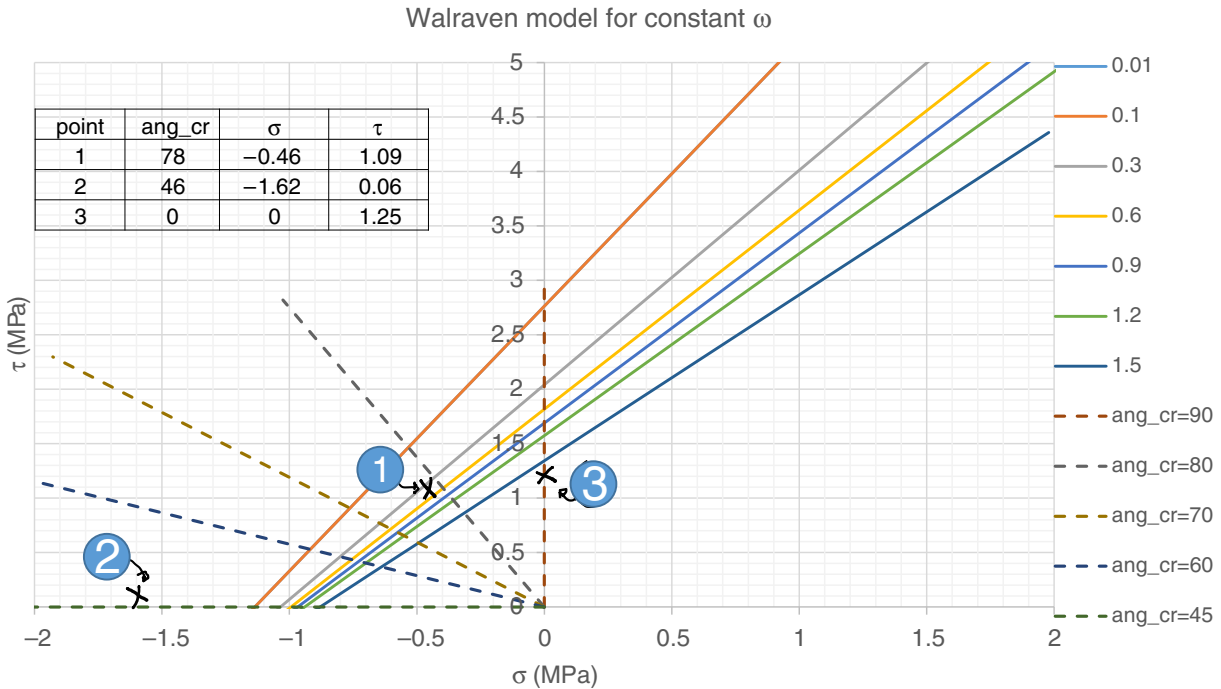


Figure 6. Stress transferee capacity in cracks for reference strut-and-tie model.

Within 500 mm from the support, there exists a tie that crosses a crack inclined 46° . The stresses in the crack plane are $\sigma_r = -1.62$ MPa (tension) and $\tau_r = 0.06$ MPa (point 2 in Fig. 5). Although the tie and strut forces are similar to those in the zone with 78° cracks, because of the inclination at which the crack formed, its plane is basically subjected to direct tension, with a minor shear stress in the plane. Fig. 6 shows that this stress state cannot be transferred through the crack plane, even for a crack width as small as 0.01 mm. Therefore, this region is more critical than the 78° cracks region.

Finally, there is a TTC node in the bottom part, within 200 mm from the support, where the crack pattern shows a horizontal bond crack (point 3), Fig. 3. The stress state in the crack plane is $\sigma_r = 0$ MPa and $\tau_r = 1.24$ MPa. It is evident that the principal tensile stress in this point is $\sigma_{11} = 1.24$ MPa, which is less than the tensile strength (3.1 MPa). Furthermore, assuming that the horizontal crack has formed, the shear stress in the crack plane could be able to transfer the force of the model up to a crack width of more than 1.5 mm.

From this analysis, it can be concluded that the pure beam action in the whole span, based on AI for the shear resistance, cannot explain the resisted shear force (91.8 kN). The critical component is the tie in the 46° inclined shear crack region, which is transferred by almost direct tension.

4.2. Plausible strut-and-tie schemes with combined arch and aggregate interlock actions

The Gradient Descent Method (GDM) was used to optimize the geometry of the SAT truss to make it consistent with predicted share of shear resistance predicted by the MASM. In particular, the geometry of the reference truss (Fig. 2) was modified in order to minimize the difference in the share of resisting

actions with respect to the prediction of the MASM. Further, the resulting strut-and-tie mechanisms will be investigated with the same approach as in the previous section to determine if they are plausible. Concretely, the vertical component of bar 8–9 should match $V_{cc} = 77$ kN (compression chord capacity) and the vertical component of bar 3–8 (cracked concrete web) should match $V_w = 14.8$ kN.

The GDM showed that there are more than one possible solution, depending on the initial perturbation applied to the truss, all complying internal equilibrium. Fig. 7 shows three plausible SAT schemes that matches the share of shear resisting actions in the region of the inclined crack that predicts the MASM. In Fig. 7a–c, the red line denotes the position of the neutral axis computed from elastic theory. Fig. 7d shows the evolution of the vertical component of bars 8–9 (V_{cc}) and 3–8 (V_w) during the iteration of the optimization process. It can be seen that the shear of the compression chord increases from 10% in the initial perturbation to almost 75%, while the share of the bar 3–8 (V_w) reduces from 80% to almost 15%.

In all SAT models of Fig. 7, a lower lever arm is needed in the region of the inclined crack than to the right of the crack, as expected from Fig. 3b. This indicated that a combination of beam and arch actions exists in this zone. Among the SAT models in Fig. 7, the one in Fig. 7.c produces reduces the inclination of tie 8–3 with respect to the crack plane, hence producing higher shear stresses in the crack. Moreover, the position of node 7 seems to be more adequate as the length of ties and struts are shorter in the region close to the support. Therefore, the capacity of model 6c will be analyze in the following. This model is shown in more detail in Fig. 8.

In the zone with 78° cracks, the stress forces and inclination are identical to those of Fig. 5, hence the verification is identical to that of Section 4.1. As cracks width increases, crack transfer

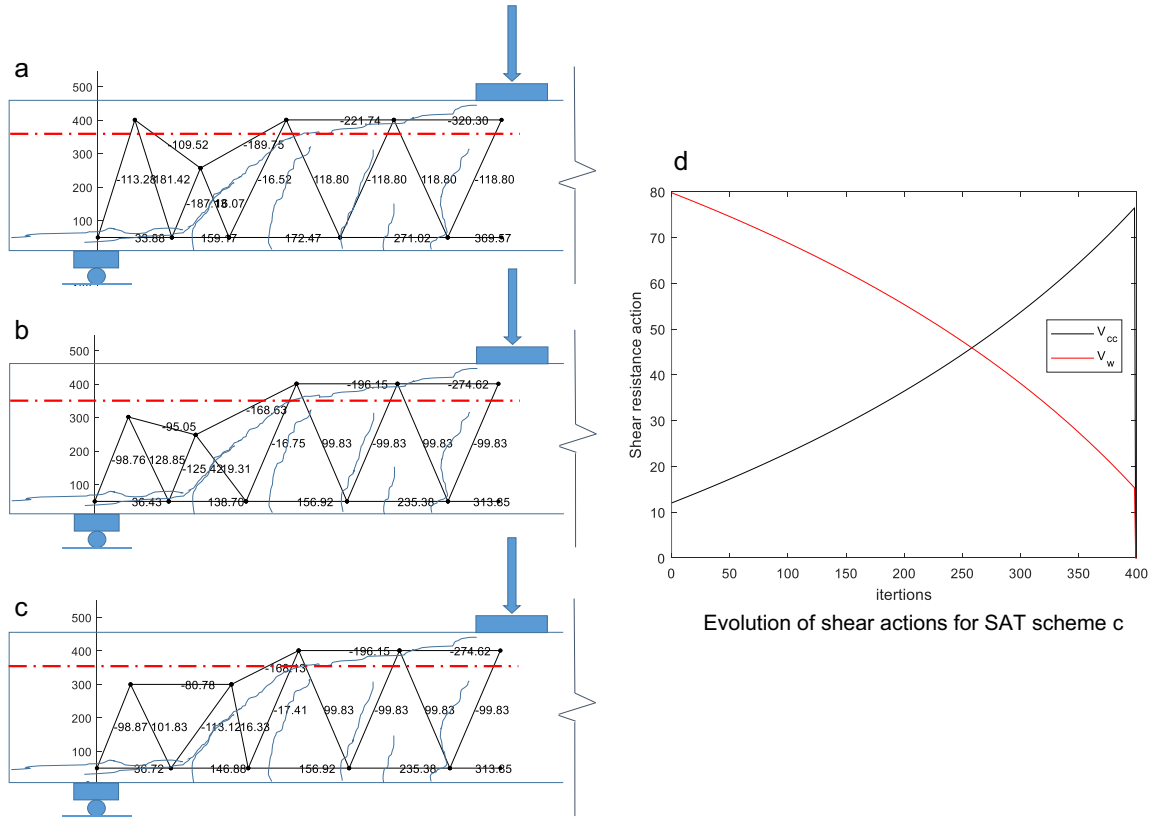


Figure 7. Three plausible strut-and-tie optimized trusses (a, b and c) and evolution of shear resistance share through optimization of iterations of truss c).

capacity degrades in a relatively uniform manner, as shown in Fig. 9. In fact, for $w = 0.6$ mm the tie capacity is 90% the demand and for $w = 1.5$ mm the capacity is 75% of the failure load.

In the region between 260 mm and 600 mm, the inclined shear crack develops. According to the hypotheses of MASM, this force is mainly resisted by residual tension and it is evaluated in terms of fracture energy and aggregate size. As the estimated force in V_w is MASM already assumes these degrading process, the tie capacity is consistent with the damage state.

Nevertheless, if the capacity of the crack to transfer the forces is investigated by means of the same AI model used above, one can verify whether this capacity is consistent. The stress state in the plane of the crack (inclined 46°) is $\sigma_r = -0.27$ MPa (tension) and $\sigma_t = -0.27$ MPa (point 2 in Fig. 7). As observed in Fig. 10, this stress state is almost of direct tension; shear in the crack plane is 16% of the tensile stress. However, because the tensile force magnitude of the optimized truss is smaller than in the original one, the AI model predicts that the

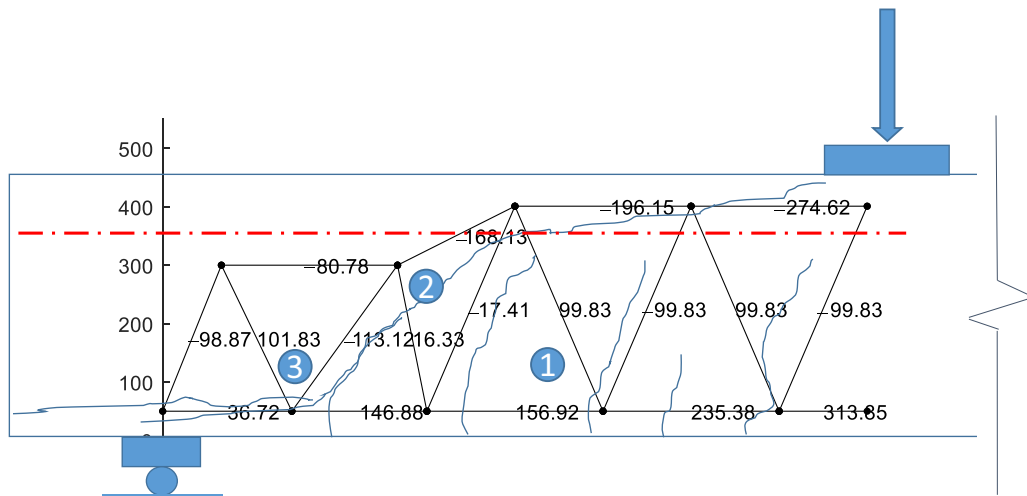


Figure 8. Plausible strut-and-tie truss to analyze.

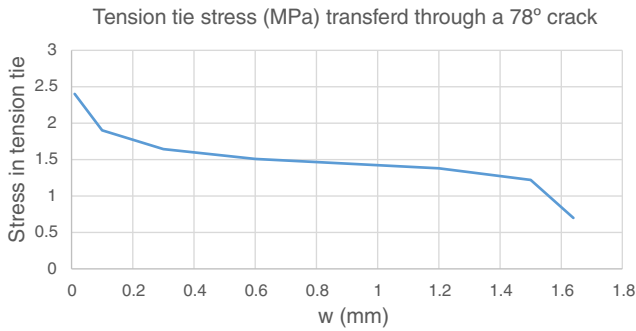


Figure 9. Shear transfer capacity in 78° crack as function of crack width.

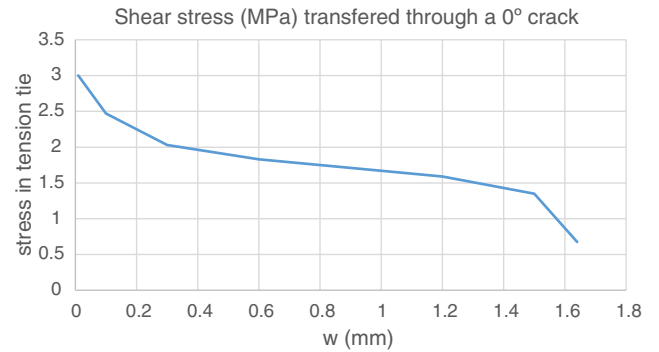


Figure 11. Shear stress transfer capacity in the 0° crack at 250 mm from support.

stress combination can be transferred through the crack up to $w = 1.64$ mm. Therefore, the capacity of the region is adequate.

The horizontal crack within 260 mm from the support has a principal tensile stress $\sigma_{11} = -2.06$ MPa (tension), which may not be enough for producing the crack by itself. However, it should be noticed the increment of this stress with respect to the reference geometry with pure beam-action of section 4.1 (1.24 MPa), which results from the lower position of node 8. Furthermore, the presence of the bending crack close to that node, may weaken this zone, activating the horizontal cracking. If this is the case, the node strength will depend on the shear capacity of the horizontal crack.

In the plane of the crack, the stress state is $\sigma_r = 0$ MPa and $\tau_r = 2.32$ MPa. The shear stresses can be transferred in this node if the crack width is not larger than $w = 0.15$ mm. Otherwise, the tension tie capacity will degrade as function of the crack width. As the degradation is rather smooth (Fig. 11), some redistribution can take place; although, capacity reduces abruptly at $w = 1.6$ mm.

This failure mode is not explicitly considered in the current version of the MASM. However, it is evident that the two mechanisms are linked, as both the increment of shear stresses in this node and the shear force carried by bar 8–9 are activated by the lower position of node 8, together with the subsequent reduction of the demand in tie 3–8 that crosses the inclined cracked zone. Furthermore, if the horizontal crack exceeds 1.5 mm, this node may activate failure.

One hypothesis of the MASM is that failure of the beam takes place when biaxial stress state on the end of bar 8–9 (node 9) reaches Kupfer’s failure surface, affected by the size effect of the model. The analysis of node 9 is considered next in detail. Fig. 12 shows the geometry considered for node 9 and its free body showing the forces applied to the different faces. Because the irregular polygon that results has two unloaded edges on the top, but the lower edges are loaded, it is evident that the stress state is not uniform in the node.

In order to analyze the stress distribution in this node, it will be subdivided into the four inner polygons shown in Fig. 12. The

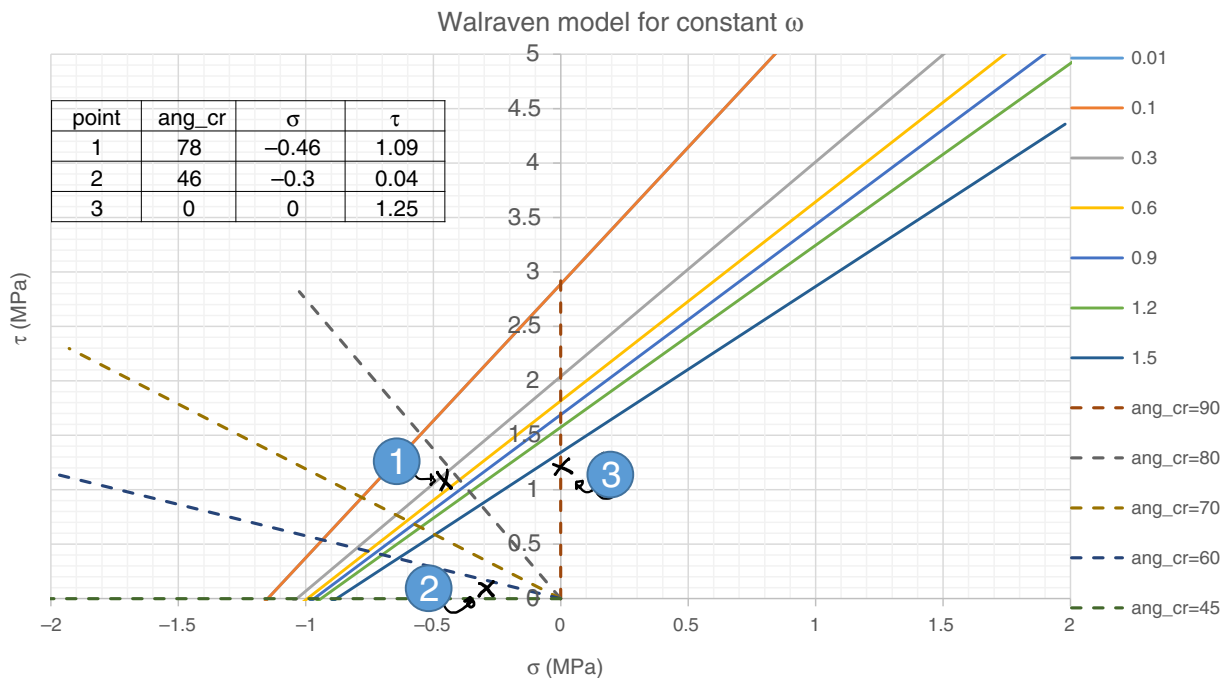


Figure 10. Stress transfer capacity in the 46° crack at 400 mm from support.

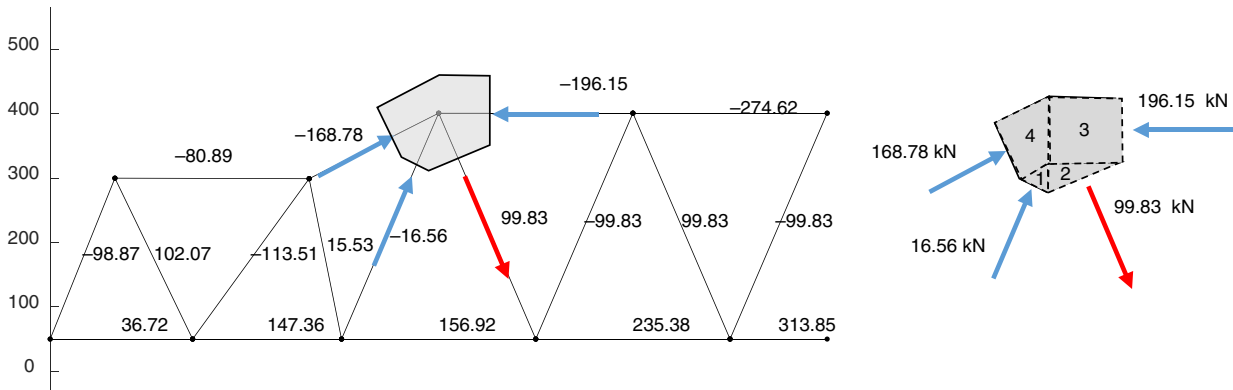


Figure 12. Geometry of node 9, free body and subdivision in local regions.

forces in the edge of each nodes are obtained from equilibrium analysis and shown summarized in Fig. 13. Here, the rectangular polygon (N° 3) is further subdivided into two triangles (3a and 3b), when triangle 3a has an unloaded edge on the top and triangle 3b has a loaded edge in the bottom to balance the tensile forces arriving from tie 4 to 9.

From the forces in Fig. 13, dimensions of the polygon and the constant width of the beam ($b = 225 \text{ mm}$), the stress state in each subdivision of node 9 is computed and shown in Fig. 14, including the principal stresses, from which the material failure can be verified. The possible critical points in Fig. 14 are the triangular polygons 2, 3a and 3b.

In [7] the verification of this node is carried out through the principal stresses in the critical point of the vertical side edge of node 3a, by considering an approximation of the shear stress distribution in this edge, the critical point is considered located at a distance $0.425x$ from the bottom edge, see Fig. 15. The principal

stresses in this critical point are: $\sigma_{11} = -2.42 \text{ MPa}$ (tension) and $\sigma_{11} = -2.42 \text{ MPa}$ (compression). The distance to Kupfer's failure envelope [7] in the tension-compression region is:

$$d = \frac{1}{\zeta_{\text{size}}} \left(-\frac{\sigma_{11}}{f_{ct}} + 0.8 \frac{\sigma_{22}}{f_c} \right) \leq 1 \tag{9}$$

$$d = \frac{1}{0.96} \left(-\frac{-2.42}{3.1} + 0.8 \frac{7.22}{31} \right) = \frac{1}{0.96} \times 0.967 = 1.007 \tag{10}$$

(limit of failure)

The stress distribution of the vertical edge of triangle 3b is different from triangle 3a as it is only loaded with normal stresses but the bottom edge has shear and tension. However, in Fig. 15 it is shown that the principal stresses in this triangle are equivalent to does found in the critical point of triangle 3a.

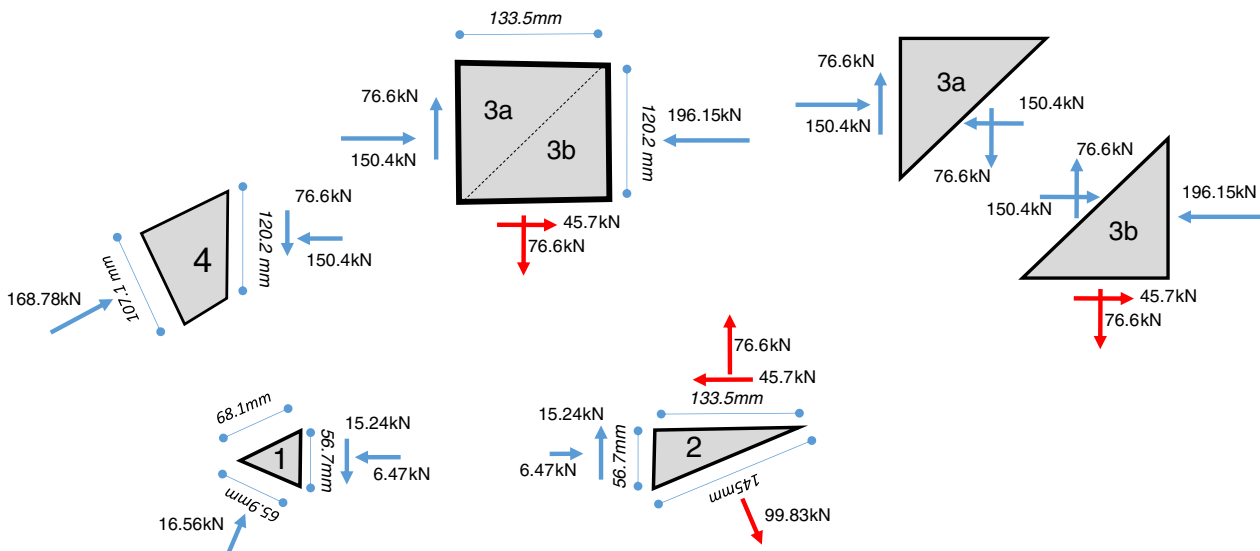


Figure 13. Free body of each subdivision of node 9.

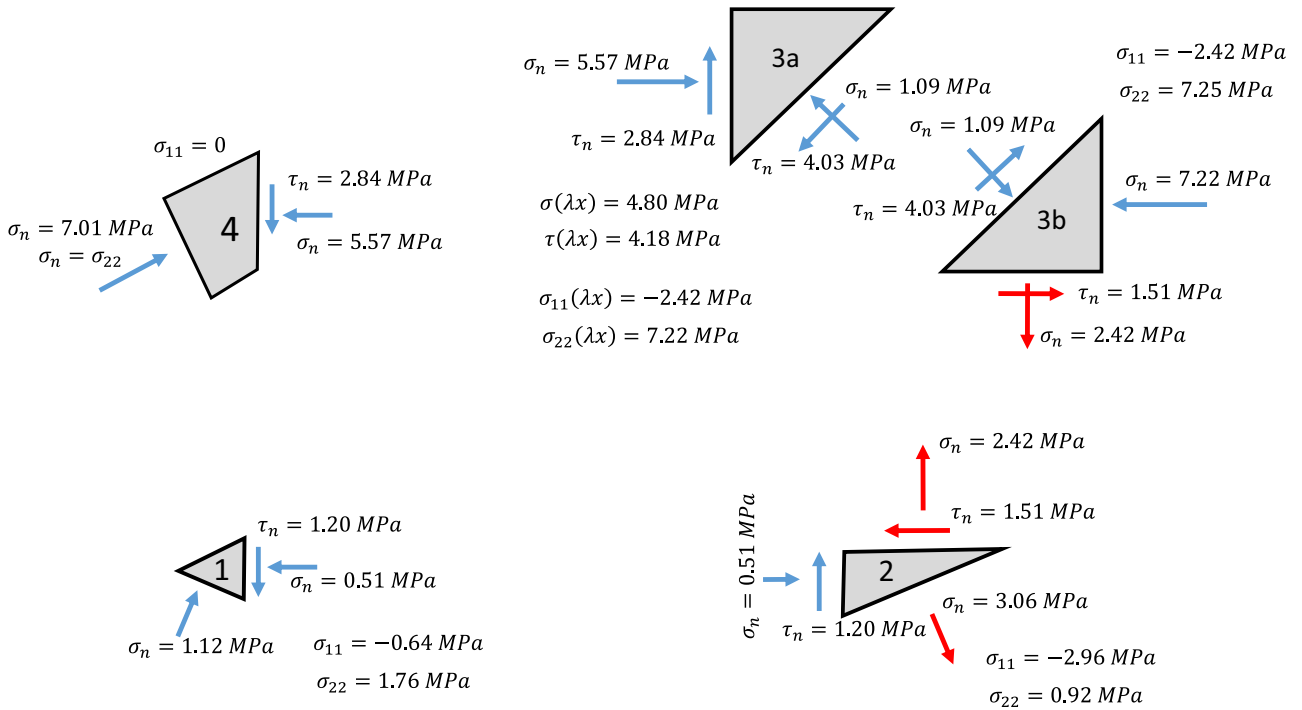


Figure 14. Stress state of regions of node 9.

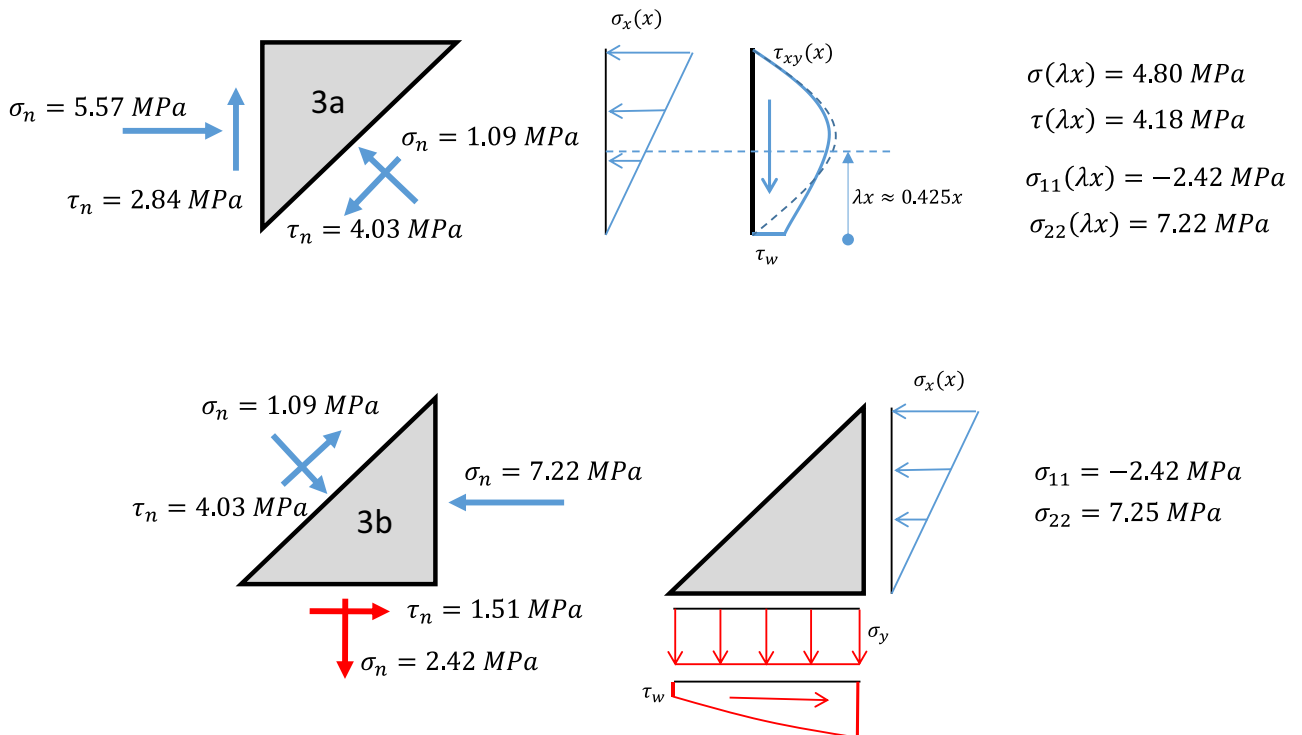


Figure 15. Maximum principal stresses in regions of node 3.

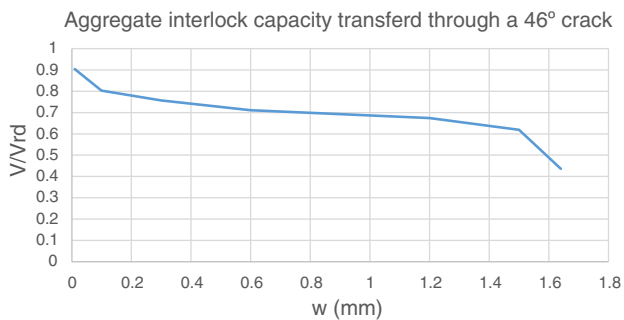


Figure 16. Ratio of aggregate interlock capacity to observed failure load as function of crack width.

The principal stresses in triangle 2 are shown in Fig. 14. Compared to polygon 3, this region is more loaded in tension than in compression and the stress state is almost touching Kupfer's failure surface (i.e. ratio stress state to resistance is 0.978). Therefore, it can be concluded that failure can take place in either zones 2 or 3, although in this case, verification of zones 3 and 2 provide almost the same capacity.

5. Conclusions

There are multiple feasible strut-and-tie schemes that can explain internal equilibrium and the share of shear resistance actions assumed in MASM for inclined cracked elements without transversal reinforcement. It was shown that some combination of beam and arch actions is needed close to the region of zero moment in order to explain the shear capacity of the specimen. In this case study, at a distance larger than 550 mm from the support ($M/V > 1.4d$), equilibrium could be explained by a pure beam action and aggregate interlock, although this was not the critical region of the specimen.

The share of shear resistance action is variable in the different regions of the beam for a given load state. Therefore, there may exist simultaneous governing actions. Aggregate interlock can be an effective action to transfer the stresses through cracks in the zone of the beam where cracks are fairly vertical (78° as observed in this case study). However, when bending moment is small, cracks are more inclined (46° as observed in this case study) and the stresses components in the crack plane mostly produce direct tension, with fairly small shear in the crack plane. This prevents aggregate interlock to carry all the shear force produced if the beam action remains fully active.

If the inclined shear crack width remains within reasonably small values (e.g. smaller than 1 mm), aggregate interlock will be capable of explaining 70–90% of the observed shear capacity, see Fig. 16. This justifies that apparently different theories provide not too different results in average, although scatter may be large.

The horizontal bond crack in the bottom part close to the support was explained by the truss model compatible with the

MASM share of strength, but not by the truss for pure beam action and 100% aggregate interlock. In the analysis here conducted, it was observed that failure load of this node can be close to the failure load of the compression head. If horizontal crack width exceeds 0.3 mm some redistribution should take place, e.g. by lowering node 7. However, in this case study, failure took place in the compression chord zone, as reported in [6].

The capacity of the compression in the top node can be controlled by node with and irregular shape, which may be studied by subdividing it into simpler regions. In particular, three critical zones were identified. In two of them (3a and 3b) the stress state was a combination of tension and compression in similar extents, corresponding to the vertical edges to the left and right of the node. In spite of the different load distributions in the two edges, the verification is equivalent in the two regions and can be considered similar to that made in [7] for the MASM.

Region 2 is more loaded in tension than in compression and its capacity is close to Kupfer's failure surface. Therefore, although failure was controlled by region 3, this node could control capacity in some cases. However, it should be noticed that this region is not bounded by the edge of the element and, therefore, may allow for larger dimensions according to the SAT method that may result in lower stresses.

Acknowledgments

The authors want to acknowledge the financial support provided by the Spanish Ministry of Economy and Competitiveness (MINECO) and the European Funds for Regional Development (FEDER), through Research projects: BIA2015-64672-C4-1-R and BIA2015-64672-C4-3-R.

References

- [1] ACHE-GT5/2 (2016), Resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal, Monografía M-30, Asoc. Científico-Técnica del Hormigón Estructural, ISBN 978-84-89670-87-7.
- [2] J. Schlaich, K. Schäfer, M. Jennewein, Towards a consistent design of structural concrete, *PCI J.* 32 (3) (1987) 74–150.
- [3] J.C. Walraven, *Aggregate Interlock: A Theoretical and Experimental Analysis*, Delft University Press, 1980, pp. 197.
- [4] J.M. Bairán, Automatic generation of strut-and-tie schemes adjusted for constructability, *Hormigón y Acero* 63 (2012) 67–79.
- [5] S. Hernández-Ibañez, *Métodos de diseño óptimo de estructuras*, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Colección Señor N° 8, 1990, pp. 402.
- [6] D. Ferreira, E. Oller, J.M. Bairán, S. Carrascón, A. Marí, Influence of the fines content in the flexural and shear structural response of reinforced concrete beams, *Informes de la Construcción* 67 (2015) 539, e097.
- [7] A. Marí, J.M. Bairán, T. Cladera, E. Oller, C. Ribas, Shear-flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams, *Struct. Infrastruct. Eng.* 11 (2015) 1399–1419.
- [8] A. Cladera, A. Marí, J.M. Bairán, C. Ribas, E. Oller, N. Duarte, The compression chord capacity model for the shear design and assessment of reinforced and prestressed concrete beams, *Struct. Concr.* 17 (2016) 1017–1032, <http://dx.doi.org/10.1002/suco.201500214>.

Análisis de un caso de inestabilidad lateral de un viga de hormigón pretensado de gran luz en fase de izado

Case-study of lateral instability of a long-span prestressed concrete girder during lifting

Albert de la Fuente Antequera^{a,*}, Sergio Henrique Piarissi Cavalaro^b y Jesús Miguel Bairán García^c

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Profesor Lector de la Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España

^b Dr. Ingeniero Civil, Profesor Agregado de la Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España

^c Dr. Ingeniero de Caminos, Profesor Agregado de la Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España

Recibido el 11 de abril de 2017; aceptado el 18 de abril de 2017

Disponible en Internet el 26 de mayo de 2017

Resumen

Las mejoras tecnológicas de la prefabricación con hormigón han hecho competitivo el uso de vigas prefabricadas de luces cada vez mayores en comparación con otras alternativas. Sin embargo, el peso de las vigas es limitante en las operaciones de izado y transporte, por lo que se tiende a reducir el ancho de las alas, produciendo elementos más propensos a la inestabilidad lateral. En este artículo se describe un caso de estudio real de inestabilidad lateral de una viga pretensada de puente de gran luz y se realiza un estudio paramétrico. Se analizan las actuales provisiones del Código Modelo 2010 y se muestra que pueden resultar inseguras en casos límites.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Vigas prefabricadas; Estabilidad lateral; Izado; Falla

Abstract

Improvements in concrete prefabrication technology makes the use of long-span concrete girders more competitive compared to other alternatives. However, the weight of the element is determining factor in transportation and lifting operation costs, hence the width of the flanges tends to be reduced. This results in elements more prone to lateral instability. In this paper, a real case study of lateral instability of a long pre-cast girder is presented. A parametric analysis is carried out to determine the limits of application of the solution. The current provisions of the Model Code 2010 are analysed, and it is shown that they may be insufficient in some limit cases.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Pre-cast girder; Lateral instability; Lifting; Failure

1. Introducción

Las vigas de hormigón prefabricado se emplean con frecuencia en proyectos constructivos condicionados por la

rapidez de construcción y complejidad de hormigonado in-situ. Algunos avances tecnológicos (e.g. mejores hormigones, secciones transversales más eficientes) permiten fabricar elementos de longitudes cada vez mayores y los hacen más competitivos frente a otras soluciones [1]. Como consecuencia, el peso a manipular en cada elemento es mayor, haciendo que los estados de transporte e izado sean limitantes en términos de diseño estructural.

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: albert.de.la.fuente@upc.edu
(A. de la Fuente Antequera).

La estrategia más común para permitir alcanzar luces mayores consiste en minimizar el peso del elemento prefabricado mediante la reducción del ancho de las alas. Sin embargo, ello reduce la rigidez del eje débil y la rigidez a torsión, por lo que aumenta el riesgo de inestabilidad lateral. Tradicionalmente, el problema de inestabilidad lateral en las fases de construcción de elementos de hormigón ha recibido poca atención en el proceso de diseño, ya que se consideraba que las secciones son suficientemente compactas y poseen suficiente margen de rigidez lateral. No obstante, recientemente se ha observado un aumento del número y gravedad de los accidentes y daños con vigas prefabricadas esbeltas de hormigón, generando preocupación sobre este problema [2,3].

Los accidentes y daños que se han reportado en la literatura especializada están asociados a excentricidades, en forma de imperfecciones geométricas, que activan el efecto de segundo orden durante ciertas situaciones de carga (izado, transporte y apoyo en elementos elastómeros). El origen de estas excentricidades en vigas prefabricadas incluye [4]: (1) tolerancias de fabricación, (2) variación del posicionamiento lateral del pretensado, (3) fisuración local, (4) fluencia y retracción, (5) soleamiento en una cara lateral, etc. El estudio de la inestabilidad lateral de vigas prefabricadas y la determinación de las magnitudes razonables de las imperfecciones [5] se han mostrado de gran importancia para asegurar la seguridad durante las situaciones transitorias de montaje [2].

Los estudios sobre estabilidad de vigas empezaron en la década de 1950 [6-9]. Probablemente, los estudios analíticos y experimentales de Mast [10,11] sean de los más influyentes en el campo. De hecho, el método propuesto por Mast es la base de las comprobaciones actuales del PCI (2016) [12]. Estos estudios fueron los primeros en considerar el efecto de la imperfección lateral inicial y en proporcionar un factor de seguridad para tener en cuenta la reducción de rigidez debido a la fisuración en esta condición. Posteriormente, otros estudios analíticos y numéricos [13,14] proponen un enfoque más general basados en cálculos complejos. Sin embargo, todos estos modelos asumen linealidad de la respuesta del material y desprecian, por lo tanto, la fisuración.

El objetivo de este artículo es avanzar en el estudio del comportamiento de las vigas de hormigón prefabricado soportadas por cables de izado a través de ganchos de izado. Esta situación resulta ser la más desfavorable ya que no existe, en los puntos de apoyo, ninguna restricción al movimiento de sólido rígido de rotación alrededor de la directriz del elemento. De hecho, la estabilidad se alcanza tras una rotación que genera un contrapeso lateral de los extremos en voladizo que compensa el peso del tramo central.

En el artículo se estudia un caso real de fallo por inestabilidad lateral de una viga prefabricada de 45,6 m de luz. Se utiliza la formulación de Mast [10,15] para justificar los fenómenos observados en la realidad. Se realiza un análisis paramétrico y se estudia la sensibilidad, el problema a las variables de diseño. Los resultados cuestionan las previsiones del actual Código Modelo 2010 relativo a los efectos de segundo orden de inestabilidad lateral.

2. Análisis del proceso de izado

Los estudios clásicos de inestabilidad lateral asumen la existencia de una restricción al giro lateral en los soportes [15]. El fenómeno se caracteriza por una deformación lateral en la zona central del elemento, produciendo una deformada hacia uno de los lados, lo cual aumenta el momento torsor y, consecuentemente, el giro y la propia deformada lateral. El problema práctico ocurre cuando la deformada no se puede controlar (inestabilidad) o alcanza valores excesivos. Este tipo de inestabilidad es particularmente relevante en vigas metálicas de sección doble-T con baja rigidez a torsión. Las vigas doble-T de hormigón tienen, normalmente, almas más gruesas y alas más anchas, dando lugar a secciones que son entre 100 y 1.000 veces más rígidas a torsión que la contrapartida metálica. Por lo tanto, es razonable asumir que las vigas de hormigón son rígidas a torsión. Esto permite simplificar el problema complejo de acoplamiento torsión-flexión, en un problema gobernado por la flexión lateral.

La presencia de imperfecciones laterales (e_i) desplaza ligeramente el centro de gravedad (G) hacia uno de los lados de la directriz de la pieza, la cual actúa como eje de rotación (Fig. 1). Consecuentemente, el elemento gira, formando un ángulo θ_i con el eje vertical. Entonces, una componente del peso (W) se ve aplicado en el eje débil de la sección ($W \sin \theta$) y produce una deformada lateral, la cual desplaza aún más el centro de gravedad (G). Si existe rigidez suficiente en la dirección débil, se alcanza el equilibrio en una inclinación (θ_{eq}), superior a la inclinación inicial (θ_i). Por el contrario, si la rigidez lateral no es suficiente, la deformada lateral y la flexión lateral pueden producir la fisuración del elemento o, incluso, la rotura por flexión lateral.

El ángulo de equilibrio (θ_{eq}) puede ser evaluado mediante iteraciones sucesivas usando la ecuación 1. Donde, y_r es la altura del punto de eje de giro sobre el centro de gravedad de la sección (G) (Fig. 1), z_0 es la deformada lateral, evaluada a la altura de G, debido al peso completo de la viga (W) aplicado en el eje débil.

$$\tan \theta_{eq} = \frac{z_0 \sin \theta_{eq} + e_i}{y_r} \quad (1)$$

Los efectos negativos de estabilidad que puede producir la contraflecha de pretensado se pueden tener en cuenta desplazando hacia arriba el centro de gravedad (G) una distancia $\delta_G = 2/3\delta_P$. Donde δ_P es la contraflecha en el centro luz que se espera durante las operaciones de izado. Por otro lado, se puede calcular z_0 mediante la ecuación 2. En ella, L es la luz total del elemento, a es la distancia de los ganchos de izado, desde los extremos de la viga, y L_1 es la luz central ($L_1 = L - 2a$). Así mismo, E es el módulo de deformación del hormigón e I_{yy} es la inercia en el eje débil.

$$z_0 = \frac{W}{12EI_{yy}L} \left(\frac{1}{10}L_1^5 - a^2L_1^3 + 3a^2L_1 + \frac{6}{5}a^5 \right) \quad (2)$$

El margen de seguridad frente a la fisuración (SF_{cr}) viene dado por la ecuación 3. Donde, bajo la hipótesis de viga rígida a torsión, $\theta_i = e_i/y_r$ y θ_{cr} es el ángulo de rotación de la sección de centro luz en el que se espera que ocurra la fisuración. θ_{cr}

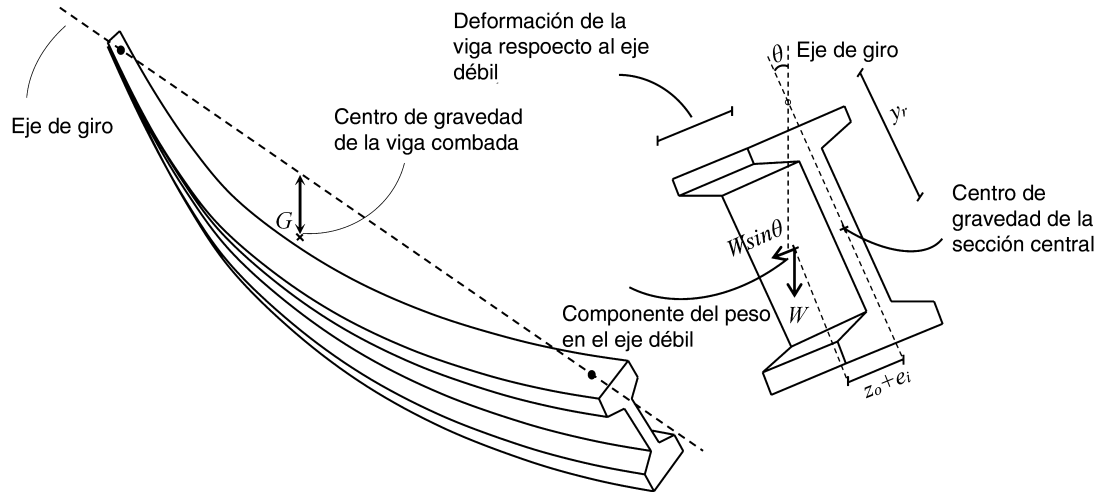


Figura 1. Posición de equilibrio de una viga en situación de izado.

se puede calcular como el ángulo en el que es necesario rotar la sección hasta que aparece una tensión de tracción en el hormigón igual a la resistencia media de tracción (f_{ctm}). La subrutina de análisis seccional presentada en [16] ha sido usada para calcular θ_{cr} . Nótese que SF_{cr} combina, simultáneamente, los efectos de estabilidad lateral (z_0/y_r) y los efectos de la flexión lateral en la fisuración (θ_i/θ_{cr}).

$$SF_{cr} = \frac{1}{\frac{z_0}{y_r} + \frac{\theta_i}{\theta_{cr}}} \quad (3)$$

3. Caso de estudio

3.1. Introducción

El caso consiste en una viga de puente de 45,6 m de longitud, prefabricada, de hormigón pretensado, de sección doble T y geometría prismática (Fig. 2). El área de la sección (A_c) es de 0,58 m², la inercia en los ejes fuerte (I_{xx}) y débil (I_{yy}) es 0,325 m⁴ y 0,021 m⁴, respectivamente. La viga fue izada usando ganchos dobles, localizados a 2,0 m desde los extremos (a) y a una altura de 0,30 m sobre el borde superior de la pieza (Fig. 3). Se usaron dos grúas durante las operaciones de izado para garantizar el alineamiento vertical de los cables de izado ($\Psi = 0^\circ$).

La fuerza de pretensado en el momento de izado ($t > 28$ días) se estimó en $P_k = 8.514$ kN (15% de pérdidas). La excentricidad respecto al centro de gravedad de la sección es $e_p = 0,73$ m. La resistencia del hormigón a los 28 días es de 60 MPa. El módulo de deformación y la resistencia media a tracción se estimaron como $E_c = 34.7$ GPa y $f_{ctm} = 4.53$ MPa, respectivamente.

En las inspecciones visuales previas al izado, se detectó una excentricidad de, aproximadamente, 12 mm en la posición de los ganchos de izado respecto al eje central de la pieza. Así mismo, se observó una imperfección en la flecha lateral de 90 mm. Esta imperfección equivale a $L/510$, la cual es menor que la tolerancia permitida ($L/500$) en EN 15050 [17]; por lo tanto, se autorizó el izado de la pieza. Durante la operación, se observó un desplome (Fig. 3) con un dramático incremento del desplazamiento

lateral de hasta 300 mm, por lo que se bajó la viga y se abortó la operación.

En las inspecciones posteriores, se detectaron fisuras verticales en el ala superior izquierda, donde se esperaban las máximas tensiones de tracción debidas al fenómeno de vuelco lateral. A pesar de que los anchos de fisura observados eran aceptables, la viga no recuperó su forma original, y la flecha lateral permanente superaba $L/400$, por lo que el elemento fue finalmente rechazado.

3.2. Análisis con un modelo de elementos finitos

Se llevó a cabo un análisis numérico del proceso de izado de la viga descrita mediante el software DIANA. El modelo estaba compuesto por elementos sólidos isoparamétricos piramidales de 4 nodos, con un tamaño máximo de 230 mm. Los materiales y sus propiedades se simularon teniendo en cuenta los parámetros definidos en el apartado 3.1. La no lineal geométrica se tuvo en cuenta mediante el método de Lagrange.

En la figura 4a se presenta la configuración deformada de la viga en fase de izado. La deformación lateral alcanzada por el modelo es de 310 mm, ligeramente superior a los 300 mm observados en las operaciones reales de izado de la viga. Por tanto, se confirma la tendencia a las grandes deformaciones laterales y a la fisuración de la misma en esta fase transitoria (tensiones superiores a $f_{ctm} = 4,5$ MPa en el ala superior y parte externa del ala inferior), según la distribución de tensiones en la sección central de la viga (Fig. 4b).

3.3. Análisis con el modelo de Mast

Se realizó un estudio paramétrico considerando el rango de valores de las imperfecciones, usando la formulación de Mast [10,15], tal y como se describió en el apartado anterior. Se consideraron deformaciones iniciales entre $L/250$ (182 mm) y $L/1.000$ (45,6 mm). La excentricidad total del centro de gravedad de la viga (e_i) se consideró igual a la flecha lateral, añadiendo una excentricidad lateral de los ganchos de izado (12 mm).

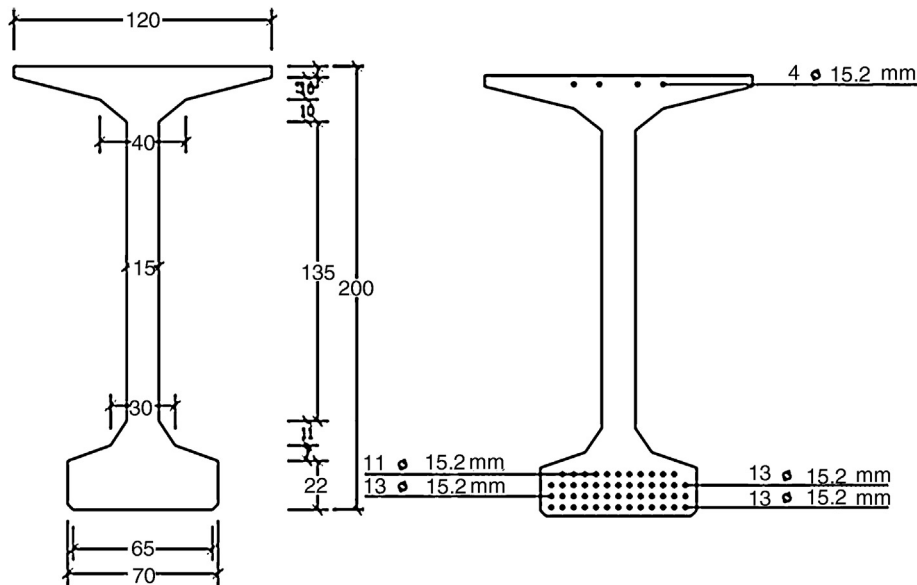


Figura 2. Dimensiones (cm) y armadura activa de la sección transversal.



Figura 3. Configuración de izado y deformada.

En la [tabla 1](#) se presentan los resultados en términos del ángulo de equilibrio en la sección central (θ_{eq}), el ángulo que produce la fisuración (θ_{cr}), el ratio tensión máxima de tracción frente a la resistencia media de tracción ($\sigma_{ct,max}/f_{ctm}$) y el margen de seguridad frente a la fisuración (SF_{cr}).

Tabla 1
Resultados del estudio de sensibilidad

	L/250	L/500	L/750	L/1.000
θ_{eq}	14,87°	5,36°	3,88°	3,13°
$\sigma_{ct,max}/f_{ctm}$	4,14	0,80	0,27	0,01
θ_{cr}	5,94°	5,94°	5,94°	5,94°
SF_{cr}	0,61	1,07	1,28	1,43

Los resultados de la [tabla 1](#) confirman que la imperfección inicial L/500 (91 mm) es suficiente para producir un ángulo de equilibrio $\theta_{eq} = 5,36^\circ$ y $SF_{cr} = 1,07$, el cual satisface las recomendaciones del PCI (2016) ($SF_{cr} \geq 1,00$). No obstante, se deduce que la viga es susceptible de fisurar ya que el margen de seguridad está muy cerca del límite.

Para profundizar en el análisis, la [figura 5](#) muestra la evolución de θ_{eq} y la combadura (L/e_i). En la [figura 5](#) se evidencia que θ_{eq} es fuertemente dependiente en L/e_i . Se observan valores de θ_{eq} de entre $3,13^\circ$ (L/1.000) a $14,87^\circ$ (L/250). Se debe hacer notar que θ_{eq} aumenta exponencialmente para $L/e_i < 600$. Así mismo, θ_{cr} es casi un 10% mayor que el valor esperado para L/500 ($\theta_{eq} = 5,36^\circ$). De hecho, se espera que la viga fisure para una imperfección lateral de L/475. Este valor se puede alcanzar fácilmente previamente a las operaciones de

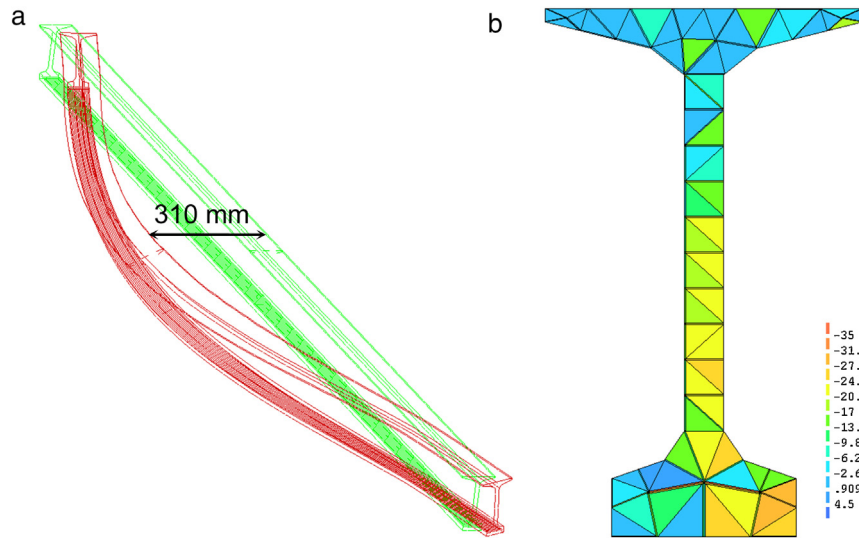


Figura 4. Resultados del modelo numérico: (a) configuración deformada y (b) estado tensional de la sección central (en MPa).

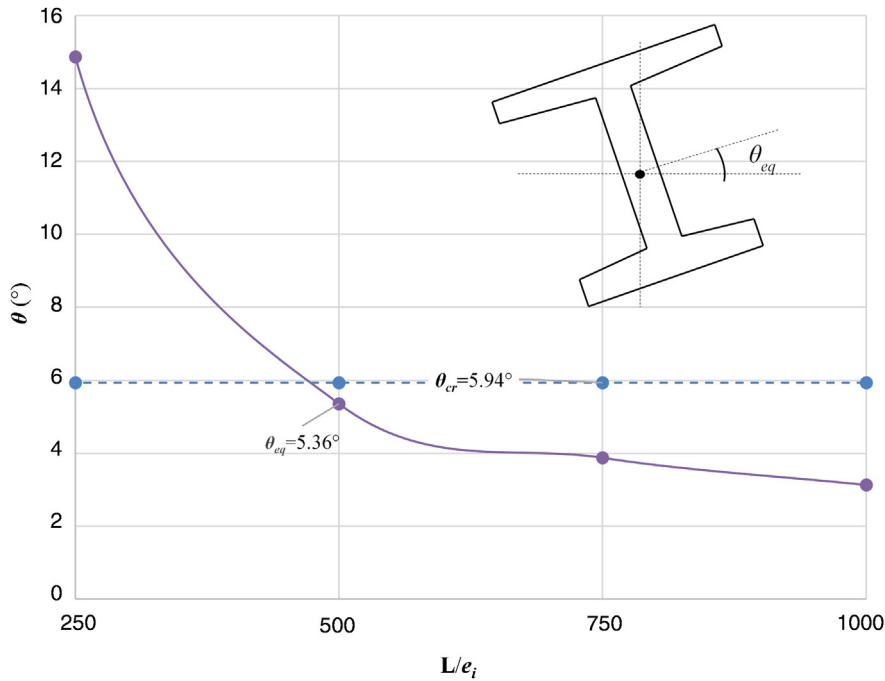


Figura 5. Relación entre θ_{eq} y L/e_i .

izado, debido a fenómenos como gradientes térmicos (radiación solar) acoplados con las deformaciones de retracción y fluencia.

La figura 6 muestra la relación entre el ratio de tensión máxima de tracción y la resistencia media de tracción y el margen de seguridad SF_{cr} en función de L/e_i . Se puede observar que $\sigma_{ct,max}/f_{ctm}$ aumenta exponencialmente con valores $L/e_i < 500$. En efecto, para $L/500$, $\sigma_{ct,max}$ está un 20% por encima de f_{ctm} y SF_{cr} es de 1,07. Por tanto, el riesgo de fisuración en el ala superior existe. Los resultados y análisis confirman que la configuración de izado hace la viga susceptible a la fisuración y a la inestabilidad lateral.

3.4. Comparación con normativas

El Anejo 11 de la Instrucción española EHE-08 [18] establece una tolerancia a la imperfección lateral de $L/750$, el cual conduce a $SF_{cr} > 1,25$. Por el contrario, el Código Modelo (MC-2010) [19] sugiere, en su sección 7.3.8, que se considera una imperfección lateral de $L/300$ en el análisis de estabilidad, lo cual no sería aceptable para la viga estudiada, de acuerdo con los resultados presentados. El MC-2010 también sugiere que los efectos de segundo orden pueden ser despreciados si se cumple $L/b \leq 50/(h/b)^{1/3}$; siendo b el ancho del ala superior y h la altura de la sección, respectivamente. El caso

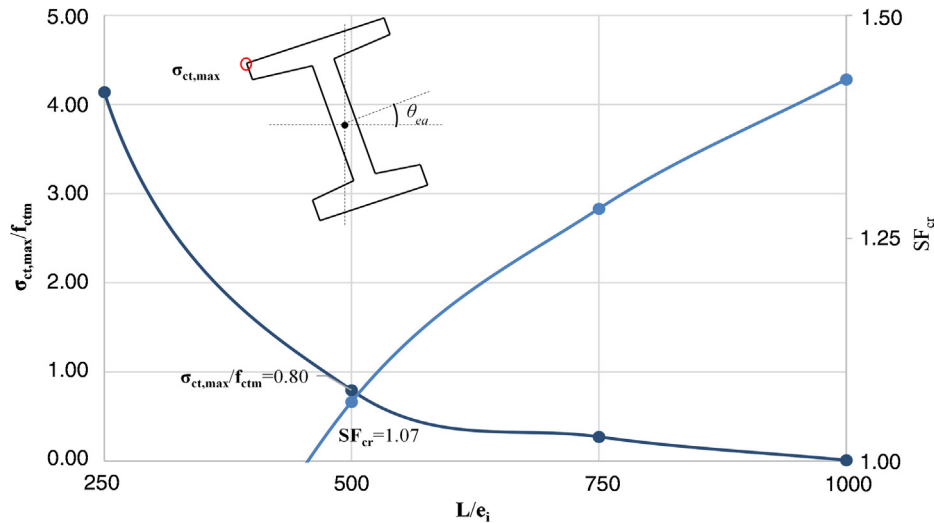


Figura 6. Relación entre $\sigma_{ct,max}/f_{ctm}-L/e_i$ y $SF_{cr}-L/e_i$.

de estudio aquí presentado cumple esta última condición con $L/b = 38 < 50/(h/b)^{1/3} = 42$. Así pues, se resalta que el cumplimiento de los requisitos en los códigos actuales no garantiza la inexistencia de problemas de inestabilidad lateral.

4. Conclusiones

Este estudio evidencia que la tendencia actual de usar vigas prefabricadas de hormigón pretensado para luces cada vez mayores, manteniendo la misma sección transversal de los catálogos existentes, aumenta el riesgo de inestabilidad lateral. Es necesario tomar medidas adicionales para evitar este problema.

A pesar de cumplir los requisitos de imperfecciones geométricas de las normativas EN-15050 y MC-2010, el caso de estudio analizado mostró problemas de fisuración y no recobró la deformación inicial después de haber sufrido problemas de inestabilidad lateral durante el izado. El análisis llevado a cabo con las hipótesis descritas en este artículo confirman que existe un margen de seguridad muy pequeño durante el proceso de izado.

Los resultados sugieren que las tolerancias geométricas permitidas y los criterios para determinar la influencia de los efectos de segundo orden que existen en las normativas vigentes deberían ser revisados para tener en cuenta las tendencias actuales en la esbeltez lateral de los elementos. En este sentido, cabe resaltar que el TG 6.5 Puentes Prefabricados de la *fib* está actualmente proponiendo nuevos requerimientos adaptados a las prácticas actuales de prefabricación con hormigón.

Agradecimientos

Los autores de esta comunicación quieren agradecer a Don David Fernández-Ordóñez, Dr. Ingeniero de Caminos y actual secretario general de la *fib*, por las sugerencias aportadas para el desarrollo de este trabajo.

Bibliografía

- [1] R.W. Castrodale, C.D. White, Extending Span Ranges of Precast Prestressed Concrete Girders, National Cooperative Highway Research Program, Report 517, Washington DC, 2004.
- [2] J. Hurff, Stability of Precast Prestressed Concrete Bridge Girders Considering Imperfections and Thermal Effects, Georgia Institute of Technology, School of Civil and Environmental Engineering, August 2010.
- [3] J. Rose, Marquam Bridge wreck likely caused by truck with massive beam braking for Portland traffic jam, The Oregonian (April 2013).
- [4] J.M. Bairán, A. Cladera, Collapse of a precast concrete beam for a light roof Importance of elastomeric bearing pads in the element's stability, Eng. Fail. Anal. 39 (2014) 188–199.
- [5] PCI, Tolerance Manual for Precast and Prestressed Concrete Construction, 1st ed., Precast Concrete Institute, Chicago, IL, 2000.
- [6] J. Muller, Lateral stability of precast members during handling and placing, PCI J. 7 (1962) 20–31.
- [7] A.R. Anderson, Lateral stability of long prestressed concrete beams, PCI J. 16 (1971) 7–9.
- [8] R.A. Swann, Readers comment to lateral stability of long prestressed concrete beams, PCI J. 16 (1971).
- [9] G. Laszlo, R.R. Imper, Handling and shipping of long span bridge beams, PCI J. 32 (1987) 86–101.
- [10] R.F. Mast, Lateral stability of long prestressed concrete beams, part 2, PCI J. 38 (1993) 70–88.
- [11] R.F. Mast, Lateral bending test to destruction of a 149 ft prestressed concrete I-beam, PCI J. 39 (1994) 54–62.
- [12] PCI, Recommended practice for lateral stability of precast, prestressed concrete bridge girders (CB-02-16), PCI Committee on Bridges, 2016.
- [13] T.J. Stratford, C.J. Burgoyne, The toppling of hanging beams, Int. J. Solids. Struct. 27 (2000) 3569–3589.
- [14] R.H. Plaut, C.D. Moen, Analysis of elastic, doubly symmetric, horizontally curved beams during lifting, J. Struct. Eng. 139 (2013) 39–46.
- [15] R.F. Mast, Lateral stability of long prestressed concrete beams, part 1, PCI J. 34 (1989) 34–53.
- [16] A. De la Fuente, A. Aguado, C. Molins, J. Armengou, Numerical model for the analysis up to failure of precast concrete sections, Comput. Struct. 106-107 (2012) 105–114.
- [17] EN 15050:2008 +A1:2012. Precast concrete products—Bridge elements.
- [18] EHE-08, Comisión Permanente del Hormigón, Instrucción de Hormigón Estructural, Ministerio de Fomento, 3.^a ed., 2009.
- [19] *fib* Bulletins 65-66, Model Code 2010. Final Draft, 2010, Fédération Internationale du Béton (*fib*), Lausanne, Switzerland.

Proportioning, fresh-state properties and rheology of self-compacting concrete with fine recycled aggregates

Dosificación, propiedades en estado fresco y reología de hormigón autocompactante con áridos reciclados finos

Diego Carro-López^{a,*}, Belén González-Fonteboa^a, Fernando Martínez-Abella^a,
Iris González-Taboada^a, Jorge de Brito^b, Fernando Varela-Puga^a

^a Departamento de Ingeniería Civil, ETS de Ingenieros de Caminos C. y P., Universidade da Coruña, A Coruña, Spain

^b Pavilhao de Civil, Instituto Superior Tecnico (IST), Lisboa, Portugal

Received 6 April 2017; accepted 25 April 2017

Available online 1 August 2018

Abstract

This work studies the proportioning and the effects in fresh state rheology of the use of fine recycled aggregates (FRA) to produce self-compacting concrete (SCC). The recycled sand was incorporated in percentages of 0%, 20%, 50% and 100%. The mix proportioning was supported with tests on mortars, in which workability was measured from 10 min to 90 min. Once adjusted, full concrete was produced and fresh properties evaluated (empirical and rheometer tests). The most shocking result was that mixes with 50% and 100% recycled sand lost their SCC characteristics at 90 min. Contrarily the mix with 20% replacement maintained suitable passing and filling ability.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Self-compacting concrete; Equivalent mortar; Design; Recycled aggregate; Rheology

Resumen

Este artículo analiza la dosificación y los efectos sobre la reología en estado fresco del uso de áridos reciclados finos para producir hormigón autocompante. La arena reciclada se incorporó en porcentajes de 0%, 20%, 50% y 100%. El diseño de dosificaciones se basó en ensayos en morteros, en los cuales la trabajabilidad se midió de 10 a 90 minutos. Una vez ajustada la mezcla se ensayó el hormigón completo y se evaluaron las propiedades reológicas (pruebas empíricas y con reómetro). El resultado más interesante consiste en el hecho de que las mezclas con arena reciclada al 50% y 100% perdieron sus características de hormigón autocompactante a los 90 minutos. En cambio, la mezcla con el 20% de sustitución mantuvo una capacidad de paso y de relleno adecuada.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Hormigón autocompactante; Mortero equivalente; Diseño; Arido reciclado; Reología

1. Introduction

The use of fine recycled aggregates from recycled concrete is limited due to the high absorption of the material and the

subsequent reduction in mechanical performance [1,2]. At the same time, self-compacting concrete (SCC) uses large amounts of fines to ensure its flowability. Therefore, this type of concrete could allow the use of fine recycled aggregates. Hence, the aim of this work is to study the proportioning and the effects in the microstructure and the fresh basic properties of the use of recycled sand to produce SCC.

* Corresponding author.

E-mail address: diego.carro@udc.es (D. Carro-López).

In this research the natural sand is replaced by percentages of 0%, 20%, 50% and 100% of recycled sand and this type of sand presents a higher absorption. Thus, it is expected that the mortars and concrete with high substitution ratios of these aggregates will present lower workability. This could be dealt with by increasing the content of superplasticizer but in the extreme case of 100% of replacement this was not enough to provide acceptable workability. However, if the amount of superplasticizer varies, the different mixes would not be comparable. Therefore, the superplasticizer quantity was adjusted for the control concrete and kept constant for all substitution ratios.

1.1. Use of fine recycled aggregate concrete

The possibility of the use of fine recycled aggregates (FRA) in self-compacting concrete (SCC) was demonstrated by Kou and Poon [3], who obtained SCC with acceptable workability and compressive strength using even 100% of both fine and coarse recycled aggregates. Other interesting reference of the use of FRA in SCC is the work of Corinaldesi and Moriconi [4] who achieved SCC concrete with coarse and fine recycled aggregates separately in percentages of 0% and 100%.

Research on the use of FRA in ordinary concrete is not extensive [5,6]. The main effect that is reported in the literature is the loss of compressive strength with the substitution ratio. Khatib [7] refers that concrete with 25% and 100% suffer reductions of 15% and 30% relative to the reference mix. Evangelista and de Brito [8] refer that with percentages of substitution up to 30% there were no significant reductions. The other important effect described is the loss of workability due to the high absorption of the FRA.

Another significant question is the variability of the quality of the FRA. For example, Pereira et al. [9] refer a FRA with 13.1% of absorption; on the other hand, Khatib [7] refers one with 6.3% of absorption and Zega and Di Maio [10] uses a FRA with an absorption of 8.5%.

1.2. Fresh properties and rheology of SCC

SCC is designed and produced with fresh-state properties in mind [11]. SCC exhibits enhanced capabilities substantially different than the ones of the ordinary concrete. The enhanced properties that are looked for in SCC are: flowability, viscosity (measure of the speed of flow), passing ability (flow without blocking) and segregation resistance [12,13].

The SCC fresh-state properties are used as reception criteria and one or two tests are performed when the concrete arrives at the construction site allowing acceptance or not of the concrete batch [14]. However, the evolution of the fresh properties over time is a key factor in the properties of concrete, i.e. the open time can be adjusted to the type of superplasticizer or retarders [12,14,15]. It has been observed that the rheological parameters worsen with time [16] and the open time varies in different mixes. This evolution can be observed in the equivalent mortar, where it is enhanced by the absence of coarse aggregate.

The empirical approach is useful but it is possible to study the phenomena in further detail. Fresh SCC can be modelled as

a viscoelastic fluid with a model that relates the shear stress (τ) and shear rate ($\dot{\gamma}$). There are various models for the equation that relates both properties, but the Bingham model is one of the simplest and most widely accepted [17].

There is a significant difference between the SCC when it is at rest for a long period of time or when it has been recently mixed, due to its thixotropy [18]. The resistance to deformation varies substantially, so that two parameters could be defined: static yield stress, that relates to undisturbed concrete, and dynamic yield stress that relates to disturbed concrete [19,20].

2. Materials and methods

2.1. Materials

A Portland cement, CEM I 42.5 R according to European Standard EN197-1, was used. In addition to this, the powder fraction was completed with limestone filler. The superplasticizer used to achieve suitable SCC mixes was a modified polycarboxylate type usual in SCC production. No retarder was used to control the hydration or the open time.

Three types of aggregates were used. The coarse fraction was a natural limestone gravel. Two fine aggregate were used: a natural limestone sand that was partially replaced by a recycled sand. The source of the natural aggregates was a crushed aggregate from a northern-western Spain stone quarry. The fine recycled aggregate came from crushed concrete from a local recycling plant (RECINOR).

The natural and recycled sands need to be well graded and have a size distribution as similar as possible. To achieve both objectives, it was necessary to adjust the grain size curve of one of the aggregates. In addition to the regular absorption test, a continuous measurement of water absorption of the aggregates was conducted. At the usual reference time of 10 min the absorption of the recycled sand was 72% of the absorption at 24 h, and in the case of natural gravel and sand it was 50% and 70% respectively.

A reference conventional SCC was designed with a water to cement (w/c) ratio of 0.46. Three SCCs were designed using 20%, 50% and 100% of fine recycled aggregate. Hence, four types of concretes were obtained to study their fresh-state and rheological properties. Moreover, their equivalent mortars were firstly prepared to adjust the design of concretes composition.

2.2. Test methods

The equivalent mortars were tested in fresh-state with the mini-slump flow test (mini-cone) and the mini-funnel test at 15, 30, 45, 60 and 90 min.

Regarding concrete mixes, two empirical tests were carried out to evaluate the fresh-state properties of concretes: the slump flow test (EN12350-8) and the V-funnel test (EN12350-9). Regarding the rheological tests, they were conducted with a rotational rheometer model in which a four-bladed vane rotates with axial symmetry at a variable speed. Two tests were carried out: a stress growth test and a flow curve test. The former was performed twice at each testing time (15, 45 and 90 min), first under undisturbed conditions and then under disturbed condi-

tions. In this work, a low and constant vane speed of 0.025 rps was selected. Then, the yield stress was obtained under undisturbed (static) and under disturbed conditions.

After that, the flow curve test was started. In this test, after a period of 20 s at a constant speed of 0.50 rps, the torques at decreasing speeds (from 0.5 to 0.05 rps in seven steps) were measured. Then, one a rheological model was applied, the plastic viscosity and the dynamic yield stress were determined. At the end, the vane was removed and concrete was remixed with a shovel and left to rest.

2.3. Equivalent mortar design

There are many references about the design of SCC with different methodologies. The usual criterion is to set the strength level to be achieved and then the components' content necessary to meet this objective. On the other hand, one can start from a given standard formulation that will be corrected to achieve the workability appropriate to the target application. In this work, the second option was used.

The design method developed in this work is based on the Nepomuceno's method [21] using some recommendations from the CEM and rational methods. Schwartzentruber and Catherine [22,23] proposed the use of the concrete equivalent mortar (CEM) to study the rheology of fresh concrete with the assumption that the rheological properties of CEM should be correlated with those of the corresponding concrete. Related to this, the Nepomuceno et al. method [21,24] is a generalization of the one proposed by Ouchi et al. [25] and it centres its efforts on the characterization of the mortar and correlates the behaviour of mortar and the one of concrete. These equivalent mortar methods can give guidelines of how to adjust a mix to a set of properties like compressive strength and fresh-state parameters.

It would have been possible to strictly follow the CEM method [22,23] and include an extra content of recycled sand equivalent to the specific surface of the gravel. This would lead to an equal specific surface, but the absorption of this extra amount of sand would be much higher than the one of the gravel (their water absorption at 24 h are 9.3% and 1.1% respectively). In this way, the equivalent mortar would only be equivalent in terms of specific surface but the influence of the absorption would be quite more relevant. So, finally, it was decided not to include this extra sand and assume that the mortar phase correlated accurately with the concrete. It should be noted that all mixes included 30% in volume of natural gravel, so the only variable of influence was the presence of FRA.

The Nepomuceno's limits were complied with [21,24] so the target spread values in mini-cone and flow time in mini-funnel were 251–263 mm and 7.7–8.7 s respectively. These limits were unreachable for all the mixes at the same time. If it were adjusted for 0% replacement, the mixes with 50% and above of FRA would not exhibit SCC behaviour. They were conventional mortars with fluid consistency and low values in spread in mini-cone; and also with high passing times in mini-funnel, when they did pass at all. On the other hand, if the mix were adjusted for 100% of FRA incorporation the result would be a severe increase in fluidity and reduction of viscosity. This would lead to severe

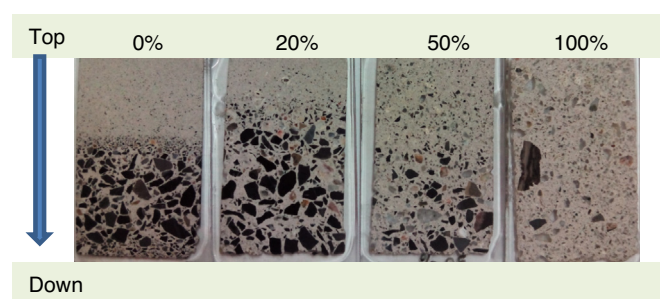


Figure 1. Segregation in some mortar tests, increased with low substitution ratios.

segregation in the substitution percentages of 0% and 20%. This can be seen in the sections of Fig. 1 of a rejected mix with excessive fluidity and low viscosity that produced segregation for low substitution ratios.

It was detected that if the 100% FRA mix was adjusted and exhibited acceptable parameter in both mini-cone and mini-funnel tests (according to Nepomuceno's criterion), the mix with 0% replacement showed complete segregation of paste and aggregates (Fig. 1). When the 0% mix was the reference, the 100% mix lost the SCC behaviour. Therefore, it was clear that the complete fulfilment of the criterion was impossible, so new limits were set. In this way, it was possible to find out mixes where all batches showed SCC behaviour even though with some variability in viscosity and flowability. However, at least there were groups of SCC products under comparison, not conventional concrete compared to SCC.

This new criteria is represented in Fig. 2, where it can be seen that the narrow range that Nepomuceno's method indicates is widely expanded (mini-cone: 251–263 mm and mini-funnel: 7.7–8.7 s). However, when the values of mini-cone spread grew substantially, segregation problems started to appear. Therefore these mixes are also not valid.

Another question that should be addressed properly is the time at which the mix is adjusted. In this phase, the fresh-state parameters were measured just after the finishing the mixing process (at 15 min).

2.4. Concrete mixes

Using the equivalent mortar method concrete mixes were developed. This mix design in two stages, first mortar and later full concrete, was helpful to achieve in a rapid way suitable compositions of SCC with FRA. Additionally, it should be emphasized that the only variable that affected the flowability and viscosity of the mix was the presence of FRA. Based on this, the other mixes were designed by replacing a given volume of natural sand with recycled sand. The replacement ratios were 0%, 20%, 50% and 100% (Table 1).

Regarding the high water absorption of the recycled aggregates, it was necessary to adjust the mixing water, which was done by adding extra water. However, not all the 24 h water absorption was compensated, rather the absorption at 10 min. This criterion was also used before by other authors [2,9]. To

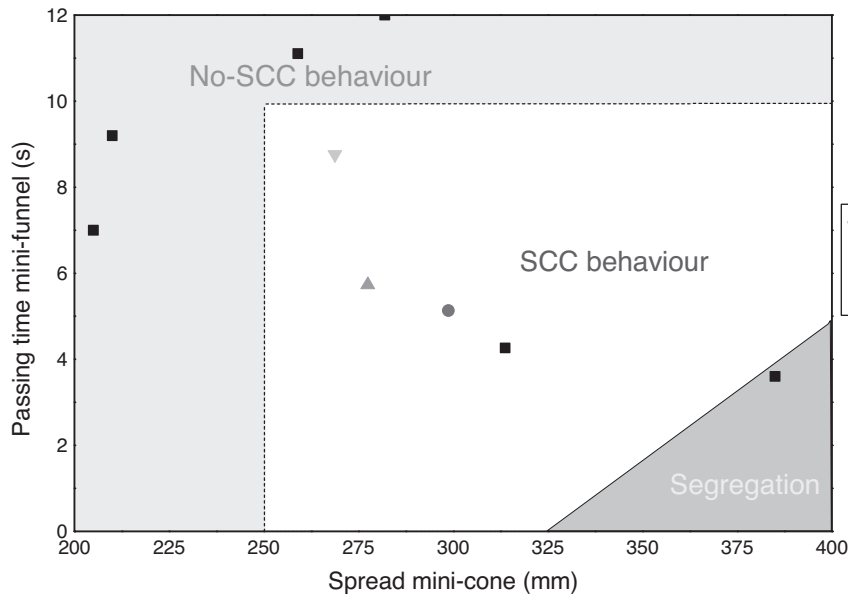


Figure 2. Criterion of acceptance of equivalent mortars to produce SCC concrete.

Table 1
Concrete composition of the mixes.

Material	Volume (l)	Mass (kg) of the mixes % of recycled sand replacement (in volume)				SSD density (kg/l)	Absorption 24 h (%)
		0%	20%	50%	100%		
Cement	128.7	400.0	400.0	400.0	400.0	3.11	
Limestone filler	66.4	180.0	180.0	180.0	180.0	2.71	
Water	184.0	184.0	184.0	184.0	184.0	1.00	
Additional water ^a		10.36	13.39	31.74	53.12	1.00	
Recycled sand ^b	318.2	–	63.6	365.9	731.9	2.30	9.3
Natural sand ^b		865.6	692.4	432.8	–	2.72	1.0
Natural gravel ^b	300.0	768.0	768.0	768.0	768.0	2.56	1.1
<i>Water/cement</i>		<i>0.46</i>	<i>0.46</i>	<i>0.46</i>	<i>0.46</i>		
<i>Superplasticizer</i> (% in mass of cement + filler)		<i>1.70</i>	<i>1.70</i>	<i>1.70</i>	<i>1.70</i>		

^a Water absorbed by the aggregates after 10 min and correspondent with the mixing time.

^b All materials were oven dry before its use.

ensure comparability, all materials were oven dried before their use.

3. Mortar results

3.1. Fresh state properties

The mortars were tested over time by means of the mini-cone and mini-funnel tests (Fig. 3). In the mix that includes 100% of recycled sand, at 90 min the mini-funnel test was unfeasible due to the rigidity of the mix.

The spread is higher with low sand substitution percentages. However, for the reference mortar, and also for the one with 20% of sand substitution there is a slight increase in the spread values from 15 to 60 min. Regarding the passing time (V-funnel), it could be said that there is a clear trend towards reduced values with time and with replacement percentage. This contrasts with

the results reported by Jin [16], who found out a continuous decrease of spread and increase of the passing time over time.

However, as seen in Fig. 3, these parameters change with time and, in the case of the 100% substitution, a mix that presented complete SCC behaviour lost all fluidity and passing ability after 90 min.

3.2. Microstructure

The selected mixes were studied under optic microscopy at the age of 14 days in a preparation of petrographic thin sections. The pictures (Fig. 4) show a significant increase in porosity with the percentage of FRA. These pores are clean with no precipitate in them and with size varying from 50 to 250 μm .

It was not possible to visualize the different interfacial transition zone (ITZ) of the aggregates, because this is easier in coarse aggregates and rather difficult with recycled sand. This ITZ has been referred to be the weak part of the microstructure [26].

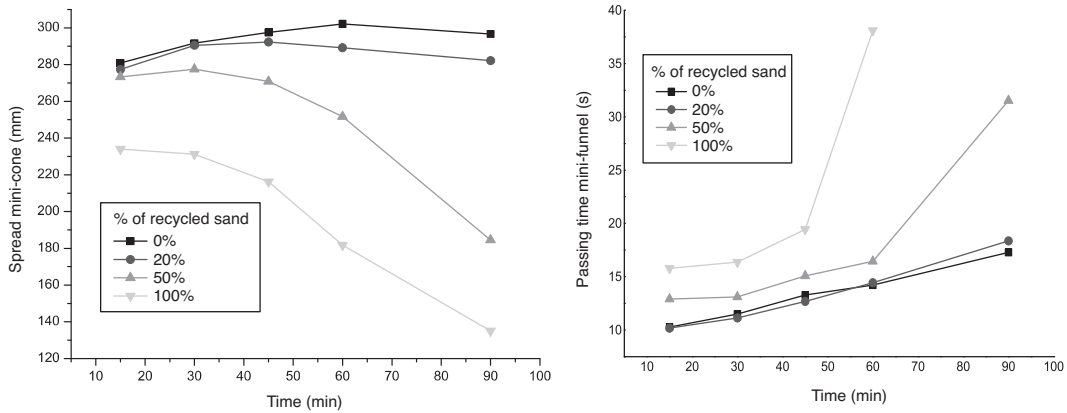


Figure 3. Left: Spread results of the mortar on mini-cone test. Right: Passing time results of the mortar on mini-funnel test.

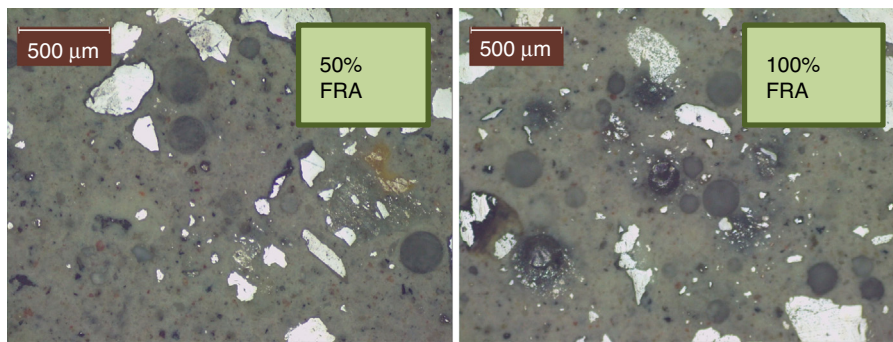


Figure 4. Microstructure of the mortar phase with FRA in percentages of 50% (left) and 100% (right).

However, in the 100% replacement mix there was a fraction of natural aggregate – from the original concrete – that seemed to be separated from the original paste. This could be attributed to the processing of the aggregates.

4. Concrete fresh-state properties and rheology

4.1. Empirical results

Once the mix proportion was tested in the mortar phase, the next step was to produce equivalent concrete mixes. At this stage the empirical tests used were the usual slump-flow test and V-funnel. In addition, tests with rheometer were performed: stress growth test and flow curve test. In the two first all substitution ratios were performed but in the case of the concrete with a 100% of replacement the results at 90 min showed a complete loss of the SCC behaviour. After these results, it was decided to go on only with 0% and 50% replacement. This allows studying the effect of the incorporation of the recycled sand.

In Fig. 5 the results of slump-flow test are presented. A reduction over time of the spread and an increase in the T500, higher with the substitution ratios, can be seen. A similar trend was detected in the case of the V-funnel results (Fig. 5), but there where substantial differences between the 0% and 20% and the 50% and 100% group. In this last group, the effect of time is stronger; it seems that the concrete loses flowing ability with the incorporation of recycled sand.

The flowability of the 50% and 100% mixes suffered a severe reduction, losing their SCC behaviour. In the case of the 100% mix, it was even impossible to achieve a flowable concrete (Fig. 6).

4.2. Rheological results

Portland cement concrete rheology has been thoroughly studied and found to fit the Bingham model (Eq. (1)). However, the Bingham model cannot be always applied to describe the rheological properties of SCC, due to the generation of negative yield stresses [27]:

$$\tau = \tau_0 + \mu_p \dot{\gamma} \tag{1}$$

where τ is the shear stress (Pa), τ_0 is the yield stress (Pa), μ_p is the plastic viscosity of Bingham model (Pa s) and $\dot{\gamma}$ is the shear rate (1/s).

Moreover, due to thixotropy and segregation, some measurements can result in apparent non-linear behaviour and then they should be eliminated [28]. Thus, the stepwise decrease of rotational speed was analyzed in the flow curve tests carried out. Each step equilibrium was verified by plotting torque versus time and assuring that, on average, the torque was constant for the duration of testing. The two points related to the first two steps (the two highest rotational speeds) were not considered and both were eliminated from the data set. Then, the Bingham 5-lowest model was selected to define the flow curves (Figs. 7–10).

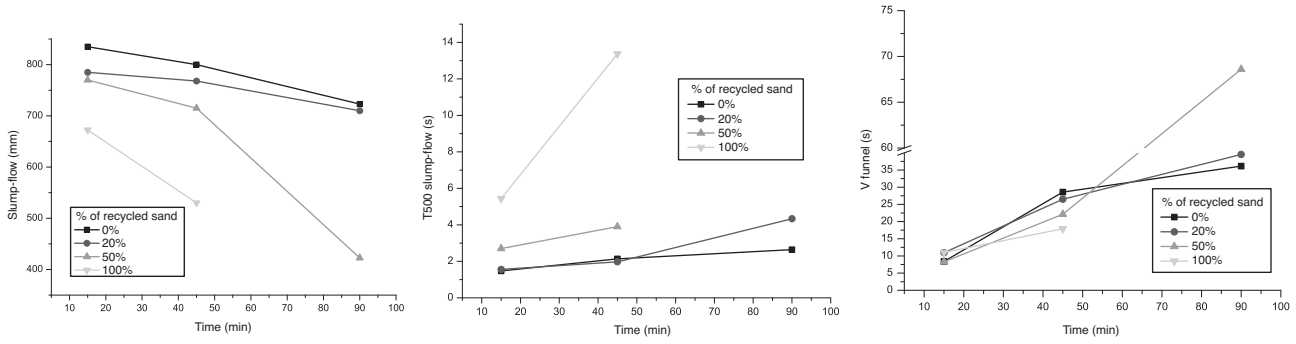


Figure 5. Results of the slump-flow test (spread and T500) and V-funnel.

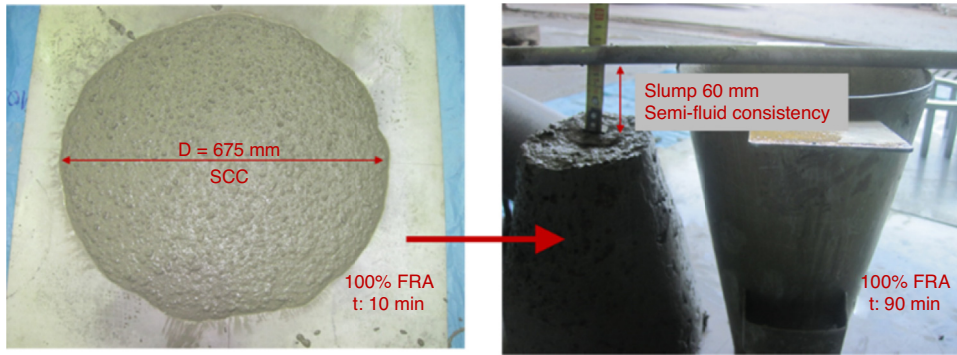


Figure 6. Loss of self-compacting behaviour of mixes with a 100% of replacement of FRA.

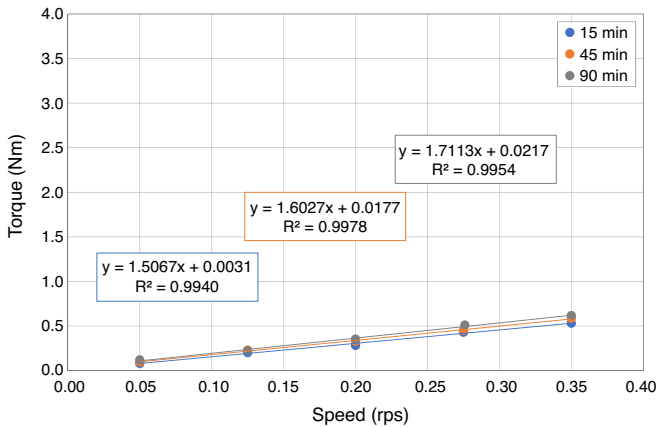


Figure 7. Flow curves of reference concrete.

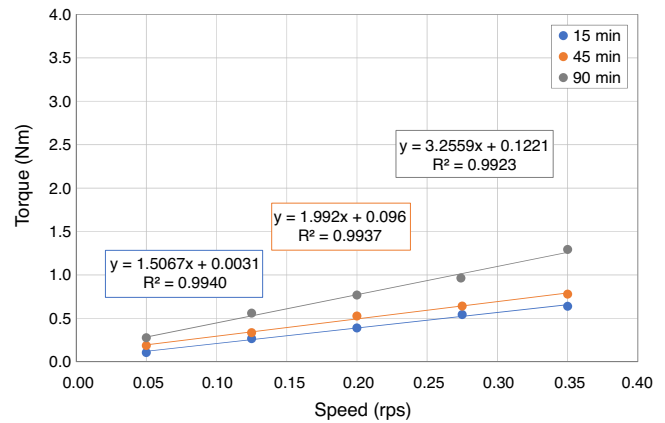


Figure 8. Flow curves of SCC with 20% FRA.

Once the rheological model was defined, the Reiner–Riwlin equations [27] for the Bingham model were applied to the experimental data to convert the torque-rotational velocity relationship into a shear stress-shear rate relationship, expressed in fundamental units (Pa and Pa s) (Eqs. (2) and (3)). This procedure transforms a relationship between torque and rotational velocity into a relationship between shear stress and shear rate, expressed in fundamental units (Pa and Pa s):

$$\tau_0 = \frac{((1/R_1^2) - (1/R_2^2))}{4\pi h \ln(R_1/R_2)} \quad (2)$$

$$\mu_p = \frac{((1/R_1^2) - (1/R_2^2))}{4\pi^2 h} H \quad (3)$$

where R_1 is the vane radius (m), R_2 is the outer container radius (m), h is the vane height (m), G is the y-intercept on the flow curve (Nm) and H is the slope of the flow curve (Nm s).

The findings on all rheological parameters are shown in Figs. 11–14.

As the content of recycled fine aggregate increases, all rheological parameters increase (Figs. 11–14). One of the reasons that explains these results is the evolution of the water absorption of recycled fine aggregate. When high replacement ratios are used, this evolution modifies more significantly the effective water to cement ratio, reducing it and damaging the rheological behaviour of these concretes, especially at long ages. On the other hand, the more irregular shape and the rougher texture of

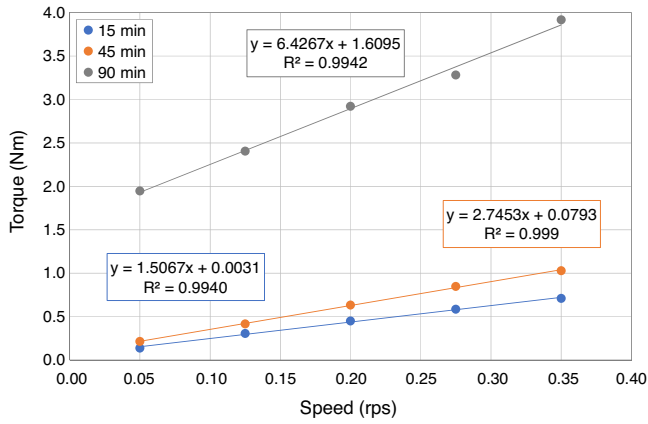


Figure 9. Flow curves of SCC with 50% FRA.

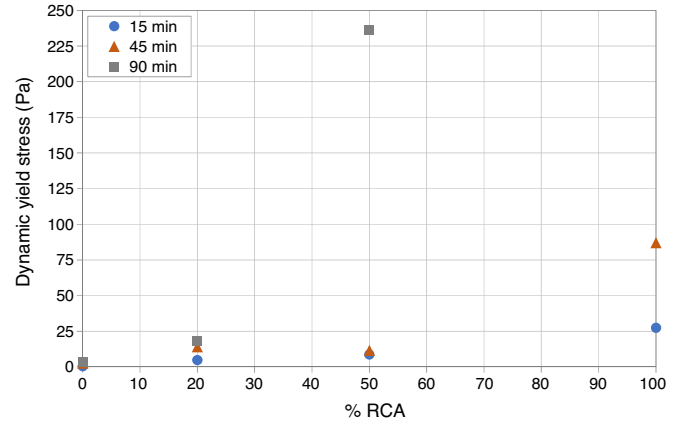


Figure 12. Dynamic yield stress.

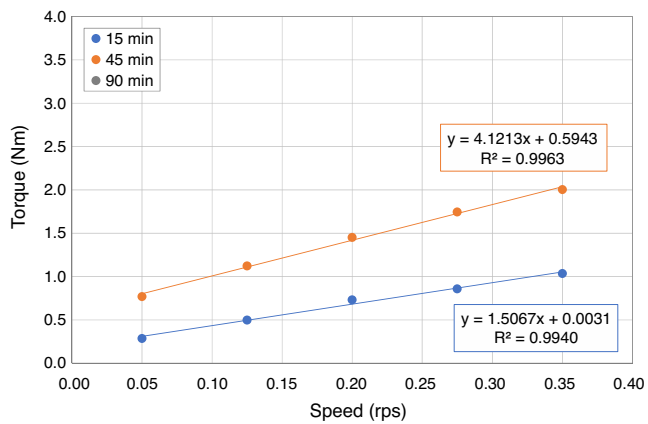


Figure 10. Flow curves of SCC with 100% FRA.

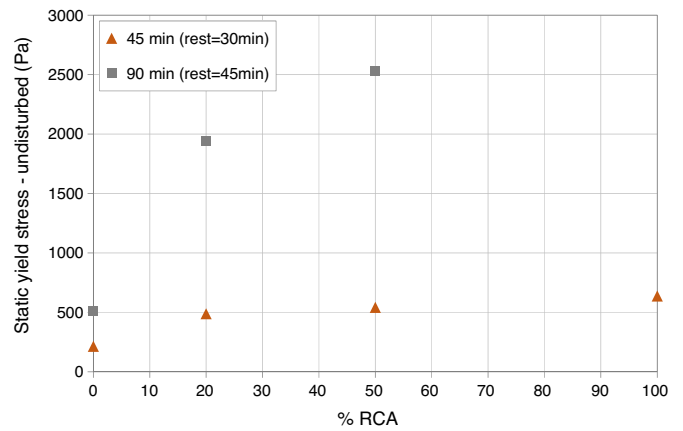


Figure 13. Static yield stress – undisturbed.

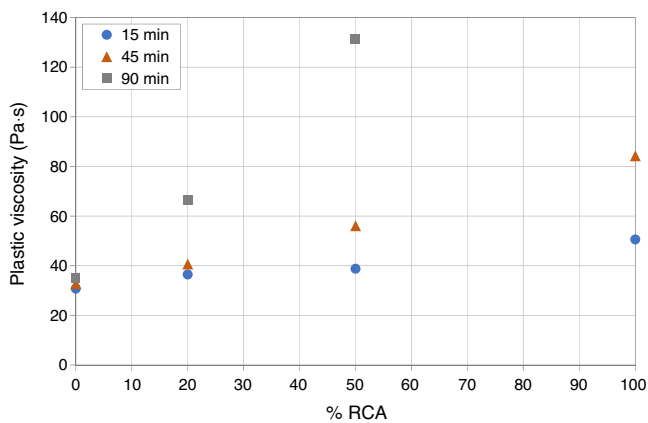


Figure 11. Plastic viscosity.

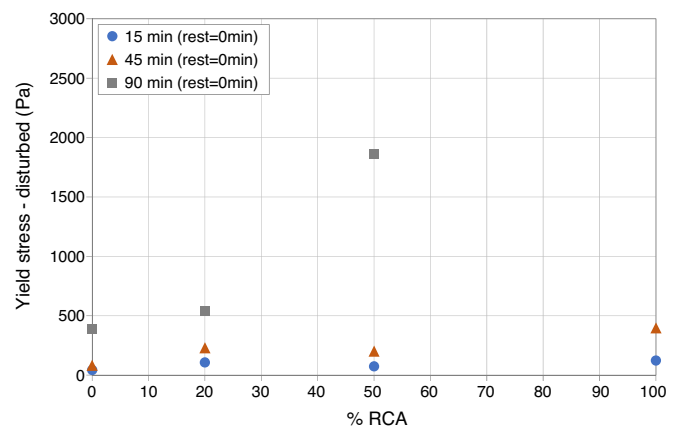


Figure 14. Yield stress – disturbed.

recycled fine aggregates also affect rheology. Moreover, some fines of the FRA are basically old adhered mortar and they can present hydraulic, also affecting rheology.

Regarding the time-dependent evolution, at an age of 45 min, all recycled mixes show more workability loss than the reference concrete (Fig. 14). This loss is greater for high replacement ratios. At an age of 90 min, the 20% replacement concrete shows a similar workability loss to that of the reference concrete but a higher degree of thixotropy (Fig. 13). For high replacement

concretes (50% and 100%), the self-compacting behaviour is lost, and even it was no possible to make the tests in the case of the total substitution (Figs. 11–14).

Moreover, an analysis of the data in Fig. 15 shows that a similar tendency to that reported in the literature [29] between empirical (slump flow) and rheological (dynamic yield stress) results can be obtained.

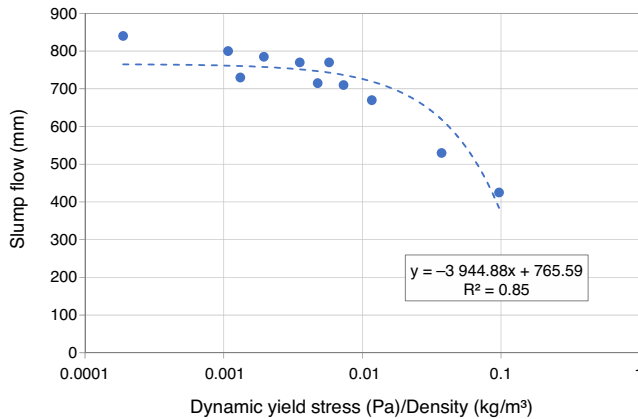


Figure 15. Slump flow vs. dynamic yield stress/density.

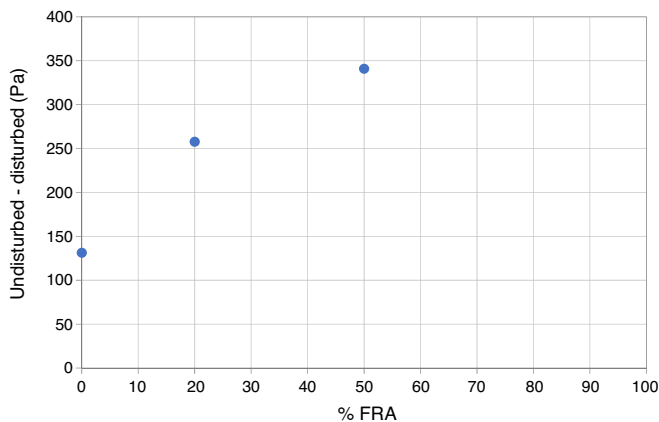


Figure 16. Difference between undisturbed and disturbed yield stress.

Finally, concrete thixotropy was assessed as the difference between the peak shear stress in the two stress growth tests (undisturbed and disturbed) at 45 min (30 min of resting time). The greater difference between undisturbed and disturbed yield stress, the higher the thixotropy is. It can be observed in Fig. 16 that the degree of thixotropy of SCCs with RFA is higher than that of the reference SCC. Moreover, as the replacement percentage increases, the concretes are more thixotropic. In the case of 100% RFA, the workability loss due to hydration processes is so significant that it would not be right to talk about thixotropy.

5. Conclusions

The study of the mortar phase in the design of the mixture proportions helps substantially. Also, it helps to understand the negative effects of the recycled sand. However, the comparability for the mixes – with SCC characteristics – is limited. It is impossible to compare in terms of fluidity and viscosity simultaneously, therefore it is not possible to comply with all recommendations for all replacement ratios.

With this mix design it was possible to produce self-compacting concrete with a substitution of up to 100% of recycled concrete sand. However, 50% and 100% mixes started to lose this behaviour after 60 min.

The stress growth tests and flow curve tests confirmed the reduction of properties over time, and also all derived rheological parameters were increased. This loss of workability and finally of self-compacting concrete behaviour, seems to be produced by the absorption of the recycled aggregate.

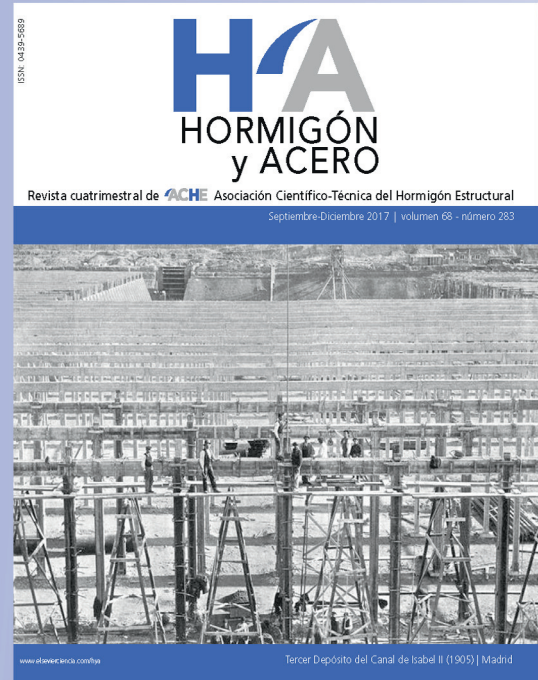
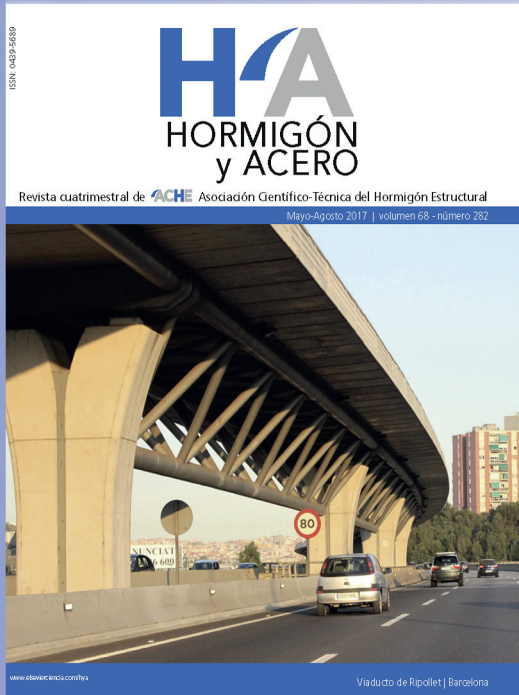
Acknowledgments

The study is part of two projects entitled: (a) “Industrial Investigation about Concrete for a Sustainable Market (InHorMeS)” funded by the Innovation Galician Agency; (b) “Robust self-compacting recycled concretes: rheology in fresh state and mechanical properties (Ref: BIA2014-58063-R)” funded by MINECO. The research work was performed in the Centro de Investigación e Innovación Tecnológica en Edificación e Ingeniería Civil of Universidade da Coruña, A Coruña, Spain. The mortar phase was developed in the Laboratory of Construction of Instituto Superior Tecnico of Universidade de Lisboa in Lisbon, Portugal.

References

- [1] I. González-Taboada, B. González-Fontebao, F. Martínez-Abella, D. Carro-López, Study of recycled concrete aggregate quality and its relationship with recycled concrete compressive strength using database analysis, *Mater. Constr.* 66 (323) (2016).
- [2] P. Pereira, L. Evangelista, J. de Brito, The effect of superplasticizers on the mechanical performance of concrete made with fine recycled concrete aggregates, *Cem. Concr. Compos.* (2012).
- [3] S.C. Kou, C.S. Poon, Properties of self-compacting concrete prepared with coarse and fine recycled concrete aggregates, *Cem. Concr. Compos.* 31 (2009) 622–627, <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2009.06.005>
- [4] V. Corinaldesi, G. Moriconi, The role of industrial by-products in self-compacting concrete, *Constr. Build. Mater.* 25 (2011) 3181–3186, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.03.001>
- [5] D. Carro-López, B. González-Fontebao, J. de Brito, F. Martínez-Abella, I. González-Taboada, P. Silva, Study of the rheology of self-compacting concrete with fine recycled concrete aggregates, *Constr. Build. Mater.* 96 (2015) 491–501.
- [6] Z.J. Grdic, G.A. Toplicic-Curcic, I.M. Despotovic, N.S. Ristic, Properties of self-compacting concrete prepared with coarse recycled concrete aggregate, *Constr. Build. Mater.* 24 (2010) 1129–1133, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.12.029>
- [7] J.M. Khatib, Properties of concrete incorporating fine recycled aggregate, *Cem. Concr. Res.* 35 (2005) 763–769, <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.06.017>
- [8] L. Evangelista, J. de Brito, Mechanical behaviour of concrete made with fine recycled concrete aggregates, *Cem. Concr. Compos.* 29 (2007) 397–401, <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.12.004>
- [9] P. Pereira, L. Evangelista, J. de Brito, The effect of superplasticisers on the workability and compressive strength of concrete made with fine recycled concrete aggregates, *Constr. Build. Mater.* 28 (2012) 722–729, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.10.050>
- [10] C.J. Zega, A.A. Di Maio, Use of recycled fine aggregate in concretes with durable requirements, *Waste Manag.* 31 (2011) 2336–2340, <http://dx.doi.org/10.1016/j.wasman.2011.06.011>
- [11] I. González-Taboada, B. González-Fontebao, J.L. Pérez-Ordóñez, J. Eiras-López, Prediction of self-compacting recycled concrete mechanical properties using vibrated recycled concrete experience, *Constr. Build. Mater.* 131 (2017) 641–654.
- [12] EFNARC, BIBM, ERMCO, CEMBUREAU, EFCA, The European Guidelines for Self-Compacting Concrete. Specification, Production and Use, 2005, <http://www.efnarc.org/pdf/SCCGuidelinesMay2005.pdf>

- [13] K.H. Khayat, Workability, testing, and performance of self-consolidating concrete, *ACI Mater. J.* 96 (1999) 346–353, <http://www.scopus.com/inward/record.url?eid=2-s2.0-0033134547&partnerID=tZ0tx3y1>
- [14] EFNARC, Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete, 2002.
- [15] ACHE, Self-Compacting Concrete: Design and Appliances, Asociación Científica del Hormigón Estructural, Madrid, 2008 (in Spanish).
- [16] J. Jin, Properties of Mortar for Self-Compacting Concrete, University of London, 2002.
- [17] P.F.G. Banfill, The rheology of fresh cement and concrete – a review, in: 11th Int. Cem. Chem. Congr., Durban, 2003.
- [18] P.H. Billberg, The structural behaviour of SCC at rest, in: Singapore Concrete Institute (Ed.), *Our World Concr. Struct.*, Singapore, 2011, <http://cipremier.com/100036004>.
- [19] H. Khayat, A. Omran, A. Magdi, Evaluation of thixotropy of self-consolidating concrete and influence on concrete performance, in: I SIMLAMCAA – IBRACON, 2012, p. 14.
- [20] K. Kovler, N. Roussel, Properties of fresh and hardened concrete, *Cem. Concr. Res.* 41 (2011) 775–792, <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.03.009>
- [21] M. Nepomuceno, L. Oliveira, S.M.R. Lopes, Methodology for mix design of the mortar phase of self-compacting concrete using different mineral additions in binary blends of powders, *Am. Concr. Inst. ACI Spec. Publ.* 26 (2012) 317–326, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.06.027>
- [22] A. Schwartzenruber, C. Catherine, La méthode du mortier de béton quivalent (MBE) - Un nouvel outil d'aide à la formulation des bétons adjuntés, *Mater. Struct.* 33 (2000) 475–482.
- [23] F.J. Rubio-Hernández, J.F. Velázquez-Navarro, L.M. Ordóñez-Belloc, Rheology of concrete: a study case based upon the use of the concrete equivalent mortar, *Mater. Struct.* 46 (2012) 587–605, <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-012-9915-1>
- [24] M. Nepomuceno, L. Oliveira, Parameters for self-compacting concrete mortar phase, *Am. Concr. Inst. ACI Spec. Publ.* (253 SP) (2008) 311–327.
- [25] O.H. Ouchi M, M. Hibino, K. Ozawa, A rational mix-design method for mortar in self-compacting concrete, in: *Proc. Sixth East-Asia-Pacific Conf. Struct. Eng. Constr.*, 1998, pp. 1307–1312.
- [26] A. Sidorova, E. Vazquez-Ramonich, M. Barra-Bizinotto, J.J. Roa-Rovira, E. Jimenez-Pique, Study of the recycled aggregates nature's influence on the aggregate–cement paste interface and ITZ, *Constr. Build. Mater.* 68 (2014) 677–684, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.06.076>
- [27] D. Feys, J.E. Wallevik, A. Yahia, K.H. Khayat, O.H. Wallevik, Extension of the Reiner–Riwlin equation to determine modified Bingham parameters measured in coaxial cylinders rheometers, *Mater. Struct.* 46 (2013) 289–311.
- [28] O.H. Wallevik, D. Feys, J.E. Wallevik, K. Khayat, Avoiding inaccurate interpretations of rheological measurements for cement-based materials, *Cem. Concr. Res.* 78 (2015) 100–109.
- [29] N. Roussel, C. Stefani, R. Leroy, From mini-cone test to Abrams cone test: measurement of cement-based materials yield stress using slump tests, *Cem. Concr. Res.* 35 (2005) 817–822.



Mejora de la sostenibilidad y el comportamiento en servicio de estructuras de hormigón mediante el uso de fibras metálicas recicladas

Improvement in sustainability and performance in service of concrete structures by using recycled metal fibres

Giancarlo Groli^{a,*} y Alejandro Pérez Caldentey^b

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Iberdrola Ingeniería y Construcción, Ingeniería Offshore, Madrid, España

^b Dr. Ingeniero de Caminos, FHECOR Consulting Engineers, Universidad Politécnica de Madrid (UPM), Director del Departamento de I+D+i, Madrid, España

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

Disponible en Internet el 30 de agosto de 2017

Resumen

En este trabajo se presenta un estudio teórico y experimental relativo a la mejora del comportamiento en servicio del hormigón estructural mediante la adición de fibras metálicas recicladas obtenidas a partir de neumáticos usados. Este trabajo recopila tres series de ensayos: una sobre elementos de tamaño reducido, otra sobre vigas de gran tamaño sometidas a dos cargas puntuales, con una amplia zona de momento constante, y una última campaña relativa a soportes sometidos a desplazamientos impuestos en cabeza. En el caso de las vigas isostáticas de gran tamaño, se dispone de una serie de ensayos gemelos realizados con un hormigón convencional.

Se examinan los resultados experimentales incidiendo en la influencia de la adición de fibras en el comportamiento en servicio. Los resultados experimentales se comparan con resultados teóricos obtenidos, incorporando a la ecuación constitutiva del hormigón la rama de ablandamiento en tracción a la que contribuyen las fibras, además del efecto de contribución entre fisuras propio del hormigón estructural convencional. Estos resultados se comparan también con los obtenidos mediante aplicación del modelo propuesto por el MC2010.

Finalmente, se introducen estudios que se están llevando a cabo en el marco del proyecto de investigación Anagennisi (renacimiento), que busca reciclar en aplicaciones relativas al hormigón estructural todos los componentes de los neumáticos. Estos estudios se centran en cómo se puede mejorar la sostenibilidad de las estructuras de hormigón mediante el uso de fibras metálicas recicladas, buscando aplicaciones concretas en las que su influencia puede resultar determinante, tanto a efectos de reducir los costes de construcción como de reducir el impacto medioambiental (huella de CO₂ y consumo de energía). Estos estudios se centran en el proyecto de estructuras de contención de aguas y en aumentar la esbeltez de losas en estructuras de edificación.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Hormigón reforzado con fibras recicladas; Fisuración; Flechas; Experimentación; Estado límite de servicio

Abstract

In this work, a theoretical and experimental study is presented as regards the improvement in the performance in service of concrete structures by adding recycled metal fibres obtained from used tyres. This work compiles three series of tests: one on reduced size elements, another on large beams subjected to two particular loads, with a wide constant moment area, and lastly a series on supports subjected to imposed head movements. In the case of large-sized isostatic beams, a series of twin trials carried out with conventional concrete is presented.

An analysis is made of the experimental results that have a bearing on the influence of adding fibres on the in-service performance. The experimental results are compared with the theoretical results obtained, incorporating into the constitutive equation of the concrete the tension softening branch to which the fibres contribute, as well as the effect of the contribution between cracks of the conventional structural concrete itself. These results are also compared with those obtained by applying the model proposed by MC2010.

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: ggroli@iberdrola.es (G. Groli).

Finally, studies are presented that are being conducted within the framework of the Anagennisi (Re-Birth) Research, which looks to recycle all the components of tyres in applications relative to structural concrete. These studies are focused on how the sustainability of concrete structures can be improved with the use of recycled metal fibres, as well as looking for particular applications in which their influence could be a determining factor, both as regards reducing construction costs, as well as reducing the environmental impact (CO₂ footprint and energy consumption). These studies are focused on the project of water containment structures and in increasing the slenderness of the flagstones in building structures. © 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Concrete reinforced with recycled fibres; Cracking; Arrows; Experiments; Serviceability limit state

1. Introducción

Los elementos de hormigón armado (HA) tienen que ser proyectados para cumplir con criterios de Estados Límite Últimos (ELU) y de Servicio (ELS). Entre estos últimos, ha de comprobarse la fisuración: en ocasiones, el armado puede ser determinado por esta limitación, en especial en ambientes agresivos, en estructuras estancas (p. ej., depósitos) o en estructuras con grandes recubrimientos (pantallas).

Añadir fibras al hormigón en contenidos bajos a moderados (0,4-1%) según [1] mejora la ductilidad y la energía de fractura, pero tiene una influencia muy pequeña en la resistencia a tracción. En consecuencia, el armado convencional no puede ser reemplazado por completo por las fibras para el ELU, aunque se puede lograr un mejor control de la fisuración por la acción combinada de fibras y barras. Este hecho ha sido demostrado experimentalmente con fibras metálicas industriales [2–5]. El Código Modelo 2010 (MC2010) [6] es la primera norma que implementa formulaciones para el cálculo de fisuración en elementos armados y fibrorreforzados.

Otra alternativa interesante desde el punto de vista económico y medioambiental es el uso de fibras recicladas de neumáticos fuera de uso. Investigaciones anteriores sobre este tipo de fibras han puesto de manifiesto la viabilidad y ventajas de su uso [7], aunque su naturaleza heterogénea e irregular debido a las técnicas de reciclaje actuales hace que se puedan usar solo en cuantías pequeñas para garantizar la trabajabilidad del hormigón.

Para comprobar que las fibras recicladas son efectivas a la hora de controlar la fisuración en elementos de HA, se ha llevado a cabo una campaña experimental primeramente sobre vigas de tamaño reducido para comparar el comportamiento de la fibra reciclada con la fibra industrial. Luego, se han ensayado vigas a escala real tomando como referencia vigas no fibrorreforzadas ensayadas con anterioridad [8], siendo los parámetros a investigar la cuantía de fibra, el cociente $\phi_s/\rho_{s,eff}$ (ϕ_s = diámetro de la armadura traccionada, $\rho_{s,eff}$ = cuantía efectiva de armadura) y el recubrimiento c de la armadura [9,10]. Finalmente, se describe una campaña sobre soportes sometidos a desplazamientos impuestos en cabeza [9,11,12], orientada al estudio de estructuras integrales. Los resultados son comparados con las predicciones de MC2010 [6]. También se presentan los estudios que se están llevando a cabo en el marco del proyecto de investigación Anagennisi (renacimiento), que busca reciclar en aplicaciones relativas al hormigón estructural todos los componentes de los neumáticos.

El objetivo de esta investigación es promover el uso de las fibras recicladas para alcanzar, por un lado, un mejor control de la fisuración (y por tanto mayor durabilidad en las estructuras de HA), y por el otro, contribuir a la sostenibilidad de la construcción al utilizar materiales reciclados de forma eficiente y racional.

2. Marco teórico

2.1. La fisuración en elementos armados y fibrorreforzados

Las fisuras se forman en HA debido al deslizamiento entre hormigón y acero de armar. La integral de este deslizamiento diferencial entre dos puntos de deslizamiento nulo da lugar a la abertura de fisura, tal y como se muestra en la figura 1.

El área entre las dos curvas (deformación del acero y deformación del hormigón) es la abertura de fisura. En la fisura, el alargamiento del hormigón es cero, mientras que el del acero alcanza su valor pico. Después de una longitud l , la compatibilidad entre hormigón y acero se ve restablecida. En términos matemáticos:

$$w = \int_{-l}^l (\varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x)) dx = (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \cdot s_m \quad (1)$$

donde w = abertura de fisura; ε_{sm} = alargamiento medio del acero; ε_{cm} = alargamiento medio del hormigón; s_m = separación media entre fisuras.

Observando la ecuación (1), resulta evidente que existen al menos dos maneras de reducir la abertura de fisura:

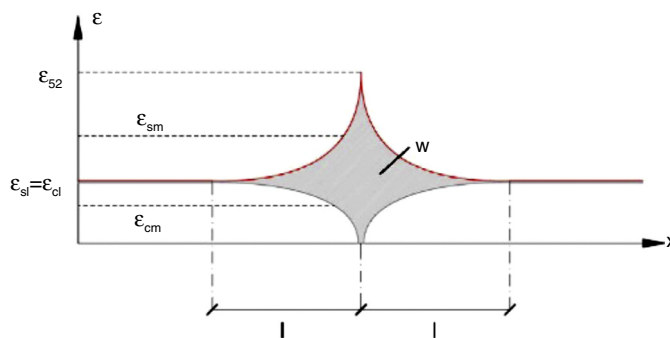


Figura 1. Representación del concepto de adherencia/deslizamiento para HA.

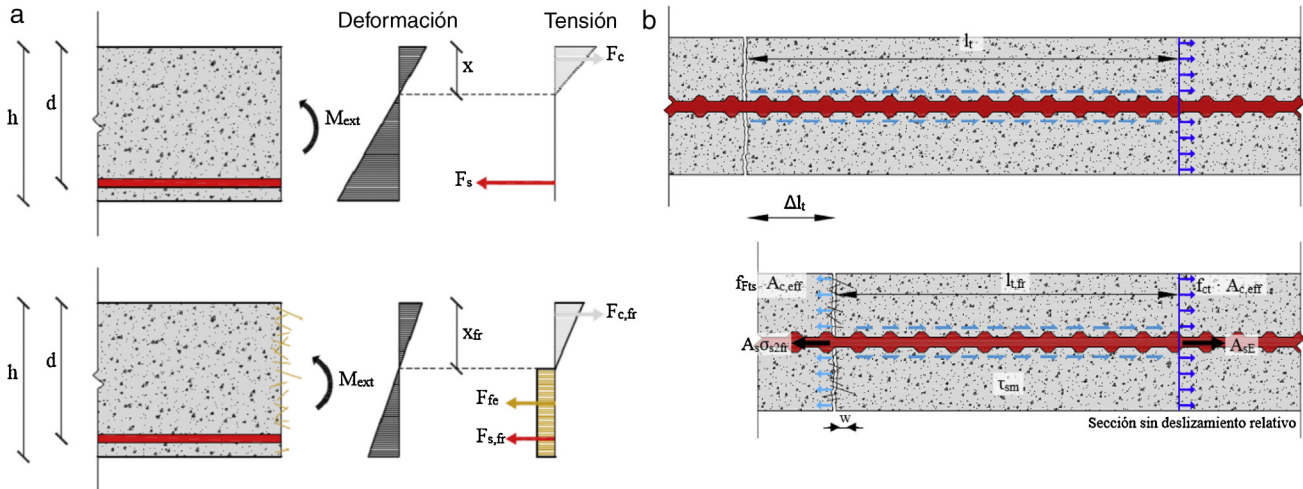


Figura 2. Efecto de las fibras en la reducción del alargamiento de las armaduras en HA y HFR (a) y en la reducción de la longitud de transferencia (b).

- Reducir el alargamiento medio del acero.
- Reducir la separación media entre fisuras.

Añadir fibras al hormigón da lugar precisamente a estos dos fenómenos. Como se muestra en la figura 2a, puesto que parte de la fuerza de tracción es resistida por las fibras, la tensión (y por tanto en régimen elástico el alargamiento) del acero disminuye. Para cuantificar este efecto en elementos de hormigón fibrorreforzado (en adelante, HFR) se tendrá que emplear análisis seccional no lineal puesto que la ley constitutiva del hormigón en tracción no permite resolver el equilibrio interno en forma cerrada.

Por otro lado, tal y como se muestra en la figura 2b y se declara explícitamente en MC2010, la separación entre fisuras disminuye puesto que la fuerza que tiene que ser reintroducida por adherencia acero/hormigón disminuye, dado que en la fisura la fuerza de tracción en el hormigón no es nula.

Sumando estos efectos, la formulación para la abertura de fisuras propuesta por MC2010 es la siguiente:

$$w_d = 2 \left(c + \frac{(f_{cm} - f_{Fism}) \cdot \Phi_s}{4\tau_{bm} \cdot \rho_{s,eff}} \right) \cdot \frac{1}{E_s} \cdot (\sigma_{s2} - \beta \cdot \sigma_s + \eta_r \cdot \varepsilon_r \cdot E_s) \quad (2)$$

donde c = recubrimiento geométrico, f_{cm} = resistencia media a tracción del hormigón, f_{Fism} = resistencia residual media del HFR en servicio, τ_{bm} = tensión media de adherencia, Φ_s = diámetro de las barras en tracción, $\rho_{s,eff}$ = cuantía efectiva de armadura, σ_{s2} = tensión del acero en la fisura, σ_{sr} = tensión del acero en el instante de la fisuración, β = factor de integración empírico para considerar el alargamiento medio a lo largo de $l_{s,max}$, η_r = coeficiente relativo a la magnitud de la influencia de la retracción y ε_r = retracción considerada.

3. Ley constitutiva del hormigón fibrorreforzado

En la figura 3 se muestra la ley constitutiva del HFR proporcionada por MC2010 y derivada del ensayo de flexotracción en

tres puntos según EN14651 [13], de donde se obtienen las tensiones correspondientes a la abertura de los labios de la fisura en servicio ($CMOD_1 = 0,5$ mm) y en ELU ($CMOD_3 = 2,5$ mm). Se introduce la longitud característica l_{cs} para poder transformar un diagrama fuerza/abertura de fisura en uno de tensión/deformación. De acuerdo con MC2010, l_{cs} se toma como el valor mínimo entre la altura de la zona en tracción (y) y la separación media entre fisuras s_{rm} . El hormigón se puede considerar lineal hasta alcanzar la resistencia a tracción.

La separación media entre fisuras puede ser evaluada mediante la siguiente fórmula:

$$s_{rm} = \frac{2}{1.7} \cdot l_{s,max} = 1.17 \left(c + \frac{(f_{cm} - f_{Fism}) \cdot \Phi_s}{4\tau_{bm} \cdot \rho_{s,eff}} \right) \quad (3)$$

donde $l_{s,max}$ = longitud de transferencia; $f_{Fism} = 0,45 \cdot f_{R1}$; $\tau_{bm} = 1,8 f_{cm}$

Una vez obtenida la ley constitutiva del hormigón, se debe llevar a cabo un análisis seccional no lineal para obtener la tensión en la armadura. El programa PIEM [14] puede ser utilizado a estos efectos.

4. La fibra reciclada

La fibra reciclada se obtiene como subproducto del reciclaje de neumáticos fuera de uso. El material de mayor valor obtenido en este proceso es el granulado de caucho, que se usa en múltiples aplicaciones. Actualmente existen en el mercado al menos cuatro métodos de reciclaje (véase [7]). El más difundido, y además el que se ha utilizado para obtener las fibras utilizadas en este estudio, es el desgarre de los neumáticos, que prevé el corte de los neumáticos en cuadrados de dimensiones predefinidas. Por tanto, aunque la longitud de las fibras es estocástica, la longitud máxima está limitada. Otra consecuencia del proceso de obtención es que, si la longitud máxima es demasiado grande, las fibras obtenidas están entrelazadas entre sí y por tanto no se pueden introducir sin más tratamientos en el hormigón. En la figura 4 se puede observar el aspecto de las fibras tras su obtención.

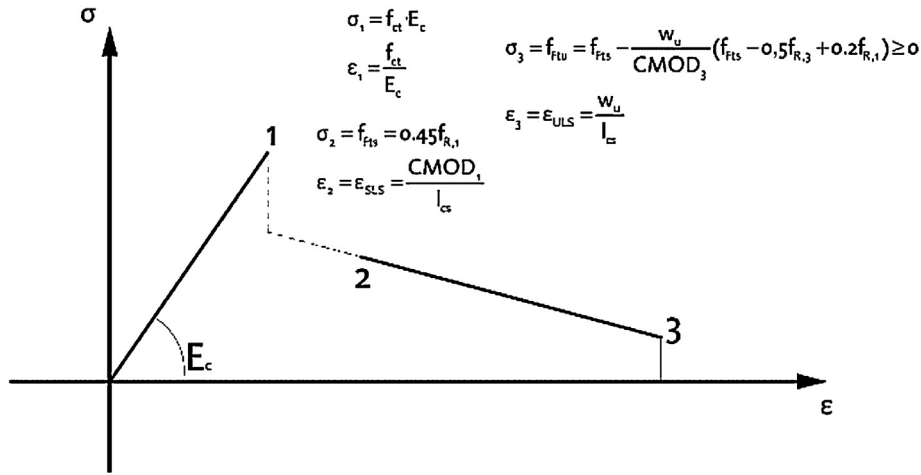


Figura 3. Ley constitutiva del HFR propuesta por MC2010. w_u se toma igual a 3,5 mm.



Figura 4. Fibras recicladas de neumático fuera de uso. Fuente: elaboración propia.

Habitualmente, las fibras son tratadas como chatarra y enviadas a fundición, para obtener nuevo acero. Este proceso implica consumo de energía, puesto que, si se quieren obtener fibras comerciales, hay que transportar las fibras al horno, fundir el acero, extruirlo, cortarlo y darle forma. Por lo que se refiere a la fibra reciclada, el único proceso que implica gasto de energía para obtener fibras aptas para el uso en el hormigón es el desmarañado mediante vibración y tamizado. Se ha llevado a cabo un análisis de ciclo de vida que contabiliza los ahorros

en términos de CO₂ emitido a la atmósfera. La comparación se muestra en la figura 5.

5. Campaña experimental

5.1. Campaña previa: vigas a escala

La campaña previa tenía como objetivo evaluar la eficacia de la fibra reciclada en la mejora del comportamiento a fisuración de elementos en HA. El esquema del ensayo se puede apreciar en la figura 6.

Se trata de vigas sometidas a flexión sin cercos en la zona de momento constante. Las diferencias entre las distintas vigas ensayadas están en el tipo de fibra (reciclada o comercial) y la dosificación (desde 0,5 a 1,3% en volumen), mientras que la cuantía de acero ($\rho = 1,57\%$) y el recubrimiento ($c = 20$ mm) se mantienen constantes. Las fibras utilizadas son las siguientes:

- Reciclada corta ($l/\Phi \approx 50$)-serie TR (Twincon Recycled, debido al nombre de la empresa que ha proporcionado las fibras).
- Reciclada larga ($l/\Phi \approx 150$)-serie R (Recycled).
- Industrial corta ($l/\Phi = 81$)-serie C (Commercial).

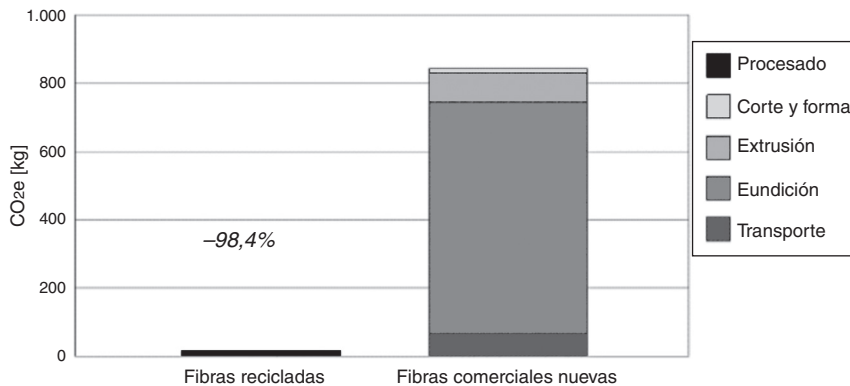


Figura 5. Comparación entre el CO₂ emitido para obtener una tonelada de fibra nueva vs. procesado de la misma fibra para uso en hormigón. Fuentes: WWF España, Universidad de Bath, SPRILUR.

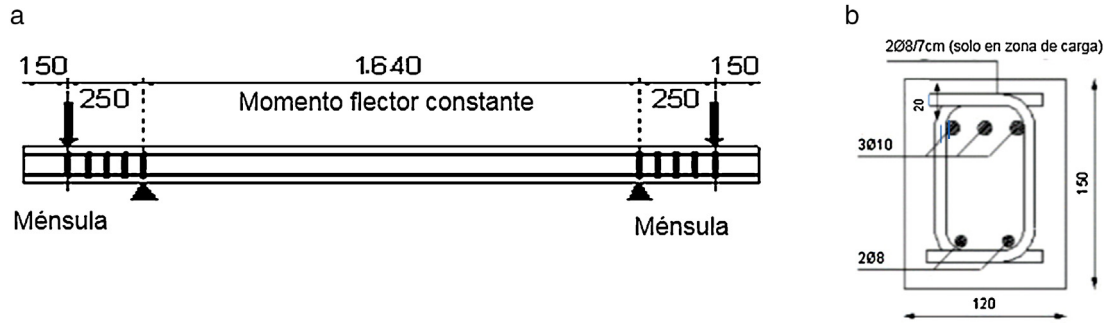


Figura 6. Esquema del ensayo de la campaña previa (a) y sección transversal de las vigas. Dimensiones en mm (b).

Tabla 1
Resumen de las vigas ensayadas en la campaña previa y características mecánicas del hormigón

Viga	Cuántía en fibras (V_f/V_c) (-)	f_{cm} ^a (MPa)	f_{ctm} (MPa)	f_{R1m} ^b (MPa)
H-10-20-0%	0	33,1	3,1	–
R-10-20-0.5% ^c	0,50%	34,7	5,5	5,6
R-10-20-0.86%	0,86%	48,1	6,4	8,4
C-10-20-0.86%	0,86%	32,7	5,5	3
C-10-20-1.3%	1,30%	25,4	4,6	3,2
CH-10-20-0.7%	0,70%	39	4,7	5,5
TR-10-20-0.86%	0,86%	43,1	6,2	3,8
TR-10-20-1.2%	1,20%	39,3	6,1	3,3

^a f_{cm} ensayo de compresión en cilindros de FRC.

^b Ensayo de flexotracción EN14651.

^c Este ensayo no pudo procesarse debido a que se produjo una rotura prematura por presencia de un erizo que impidió la penetración del hormigón en una zona de la probeta.

- Industrial con gancho ($l/\Phi = 86$)-series CH (Commercial Hooked).

Las vigas se nombran XX-YY-ZZ-WW, donde XX se refiere al tipo de fibra, YY al diámetro de las barras de armadura en tracción (10 mm), ZZ al recubrimiento (20 mm) y WW al contenido en fibras. Se llevaron a cabo dos ensayos de flexotracción según EN14651, cuyos resultados se pueden apreciar en la tabla 1.

En la figura 7a se pueden apreciar los resultados de los ensayos de flexotracción, y en la figura 7b el detalle de la zona 0-0,5 mm, de interés para el control de fisuración.

A la vista de estos resultados, se puede concluir que las fibras recicladas largas tienen un comportamiento posfisuración mejor que las cortas, incluso en el caso de R-0.86% mejor que la fibra

industrial con gancho CH-0.7%. Sin embargo, el hormigonado R-0.86% ha presentado grandes problemas por la formación de erizos de fibras. Por tanto, queda claro que se tiene que buscar el óptimo entre características mecánicas y trabajabilidad del hormigón fresco.

Las vigas se ensayaron según el esquema de la figura 6a midiendo el alargamiento del hormigón a lo largo de la zona de momento constante a la altura de las armaduras superiores e inferiores, y el número de fisuras en cada escalón de carga. En la tabla 2 se pueden apreciar los principales resultados obtenidos, de acuerdo con la metodología descrita en [8] y la comparación con las predicciones de MC2010.

Tal y como se puede observar en la tabla 2, el fibrorrefuerzo mejora en todos los casos la abertura de fisura respecto de la probeta de HA. Las predicciones de MC2010 son en general

Tabla 2
Resumen de los resultados obtenidos en los ensayos preliminares de fisuración

Viga	s_m medida (mm)	f_{fism} (MPa)	MC2010 s_m (mm)	Error ^a (-)	w_m medida ^b (μ m)	Mejora ^c (-)	w_m MC2010 (μ m)	Error ^a (-)
H-10-20-0%	68	–	111	39%	113	–	162	30%
R-10-20-0.86%	48	3,8	72	33%	77	32%	24	-214%
C-10-20-0.86%	67	1,4	95	30%	76	33%	57	-33%
C-10-20-1.3%	67	1,4	91	26%	86	23%	68	-27%
CH-10-20-0.7%	55	2,5	76	28%	37	67%	42	12%
TR-10-20-0.86%	55	1,7	93	41%	39	65%	55	29%
TR-10-20-1.2%	59	1,5	95	38%	42	63%	61	31%

^a El error se evalúa como $(1-s_{m,medido}/s_{m,MC2010})$ y $(1-w_{m,medido}/w_{m,MC2010})$.

^b Medida para un momento flector de 6,25 kNm.

^c La mejora se evalúa como $(1-w_{HFR}/w_{HA})$.

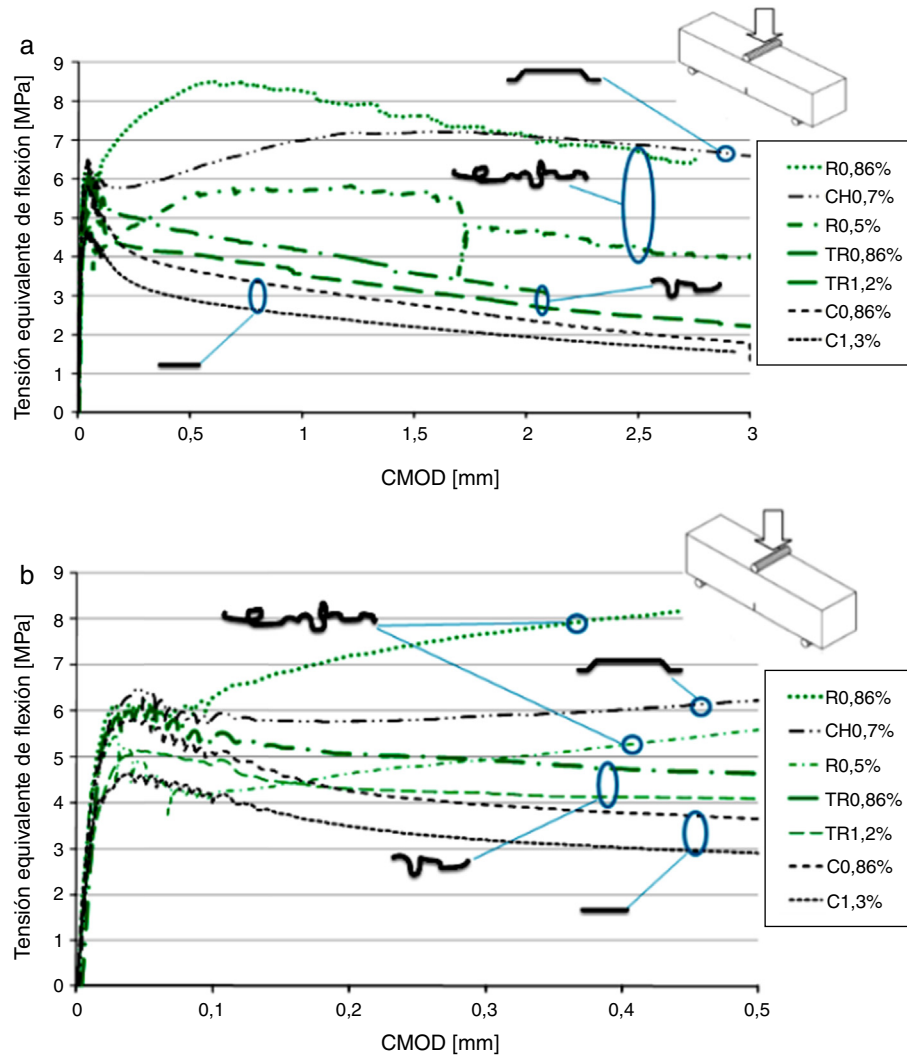


Figura 7. Resultados de flexotracción de la campaña preliminar (a) y detalle de la zona 0-0,5 mm (b).

cercanas a los resultados experimentales teniendo en cuenta la aleatoriedad de los procesos de fisuración. Existe un gran error para el caso de la viga R-10-20-0.86% que puede ser explicado por el hecho de que se obtuvo en el ensayo según EN14651 una resistencia residual anormalmente alta y, a la vista de estos resultados, quizás no realista. Ello apunta a la necesidad de aumentar el número de estos ensayos con objeto de poder descartar resultados anómalos y obtener valores estadísticamente más representativos.

5.2. Fibras recicladas y hormigón utilizados en la campaña principal

El aspecto de las fibras puede ser observado en la figura 8a. La longitud de las fibras es estocástica. Por ello, se ha llevado a cabo un análisis de distribución de las longitudes, tal y como se puede apreciar en la figura 8b. Ello permite una mejor caracterización de la fibra y facilitaría, en su caso, la replicación de los ensayos.

Las fibras han sido introducidas junto con los demás componentes del hormigón en el camión en el siguiente orden: áridos, fibras, cemento, agua y aditivos. Cada hormigonado de

5 m³ se ha subdividido en tres mezclas de 1,7 m³. El tiempo de mezcla en fábrica ha sido de 15 min. Otros 15 min han sido necesarios en concepto de tiempo de desplazamiento entre la fábrica y la obra.

Se han utilizado dos cuantías de fibras, 0,5 y 1,0% en volumen. Durante el hormigonado no se han formado erizos. Ello se asocia con el uso de hormigón autocompactante. Las propiedades del hormigón utilizado en la campaña principal se detallan en la tabla 3, mientras que en la figura 9 se muestran los resultados de los ensayos de flexotracción según EN14651.

5.3. Vigas a escala 1:1

El esquema de ensayo de las vigas es similar al de los ensayos preliminares, y se muestra en la figura 10a. Asimismo, las secciones de las vigas ensayadas se muestran en la figura 10b.

Los resultados de los ensayos en términos de abertura de fisura y mejora debida al uso de fibra reciclada se detallan en la tabla 4. Para cada serie, se detallan los resultados correspondientes al momento de servicio, que se toma como aquel que genera en la viga sin fibrorreforzada una tensión teórica (sobre

Tabla 3
Características mecánicas del hormigón utilizado en la campaña principal

Serie	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	LOP (MPa)	$f_{R,1m}$ (MPa)	$f_{R,2m}$ (MPa)	$f_{R,3m}$ (MPa)
0%	37,5	4,2	–	–	–	–
0,50%	36,4	3,1	3,1	1,53	1,08	0,51
1,00%	37,5	3,3	3,53	2,21	1,72	1,26

Tabla 4
Resultados en términos de fisuración para las vigas de la campaña principal

Viga	M_k (kNm)	w_{max} MC2010 (μm)	w_{max} medida (μm)	Mejora ^a (–)	Error ^b (–)
12-20-0%	50	272	310	–	–14%
12-20-0.5%	50	150	150	107%	0%
12-20-1%	50	135	120	158%	11%
12-70-0%	46	456	420	–	8%
12-70-0.5%	46	209	210	100%	0%
12-70-1%	46	141	130	223%	8%
25-20-0%	180	199	340	–	–71%
25-20-0.5%	180	148	200	70%	–35%
25-20-1%	180	131	250	36%	–91%
25-70-0%	157	327	610	–	–87%
25-70-0.5%	157	246	320	91%	–30%
25-70-1%	157	220	400	53%	–82%

^a La mejora se evalúa con respecto a las vigas en HA como $(1-w_{FRC}/w_{RC})$.

^b El error se evalúa como $(1-w_{max,medida}/w_{max,MC2010})$.

a



b

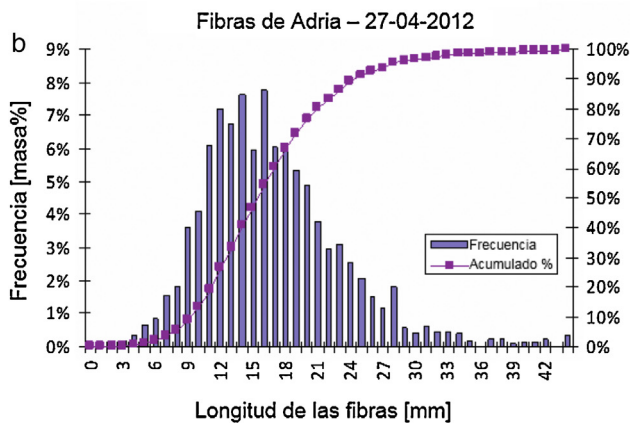


Figura 8. Aspecto de la fibra reciclada (a) y distribución estadística de las fibras recicladas utilizadas en la campaña principal (cortesía de Twincon Ltd.) (b).

sección fisurada) de 250 MPa en la armadura. Los resultados de las vigas sin fibra se toman de la referencia [8].

Tal y como se puede apreciar en la tabla, la adición de fibra reciclada conlleva siempre una mejora en el comportamiento a fisuración, a pesar de que las características mecánicas del fibrorrefuerzo son modestas. Ello es especialmente cierto en el caso de escasa armadura y grandes recubrimientos como es el caso de la viga 12-70-1%, en la cual se ha medido una mejora de más del doble en la abertura de fisura.

Se nota también que las predicciones de acuerdo con MC2010 se ajustan de forma satisfactoria a las mediciones experimentales, teniendo siempre en cuenta la aleatoriedad del fenómeno. El error es menos para vigas con cuantías menores, mientras que para las vigas armadas con barras de 25 mm la formulación tiende a infravalorar los valores experimentales.

5.4. Soportes con desplazamiento impuesto

Otro tipo de estructuras cuyo proyecto se ve condicionado por la abertura de fisura son los soportes de las estructuras integrales, es decir, aquellas construcciones en las que los desplazamientos impuestos son absorbidos mediante flexión de las columnas (fig. 11).

También se ha llevado a cabo una campaña experimental para estudiar este tipo de problema. Las columnas ensayadas están sometidas a un axil constante (mediante una barra postensada) y un desplazamiento impuesto en cabeza. Los parámetros estudiados son: diámetro de las armaduras en tracción (12 y 25 mm), contenido en fibras V_f y axil reducido ν . El esquema del ensayo se puede apreciar en la figura 12.

Los ensayos se llevan a cabo en control de desplazamiento hasta la rotura de la probeta. En la figura 13 se pueden apreciar las

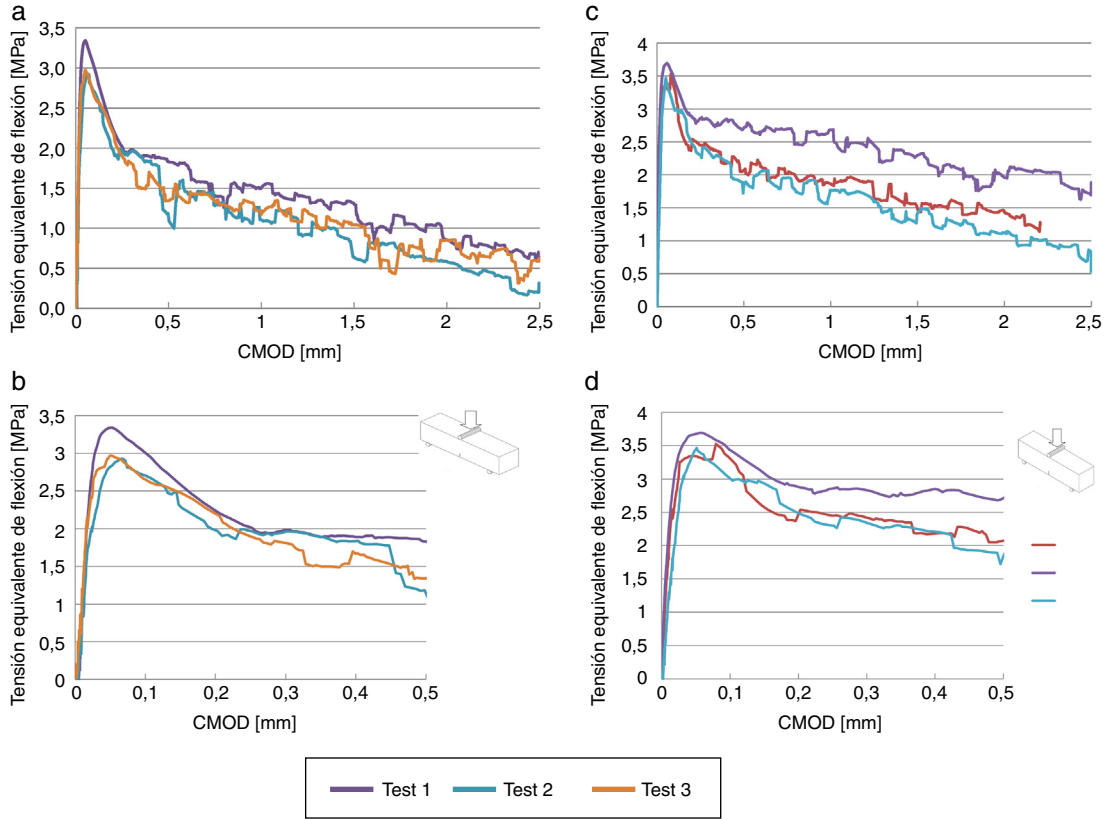


Figura 9. Ensayos de flexotracción: $V_f = 0,5\%$ ensayo completo (a) y detalle de la zona 0-0,5 mm (b); $V_f = 1,0\%$ ensayo completo (c) y detalle de la zona 0-0,5 mm (d).

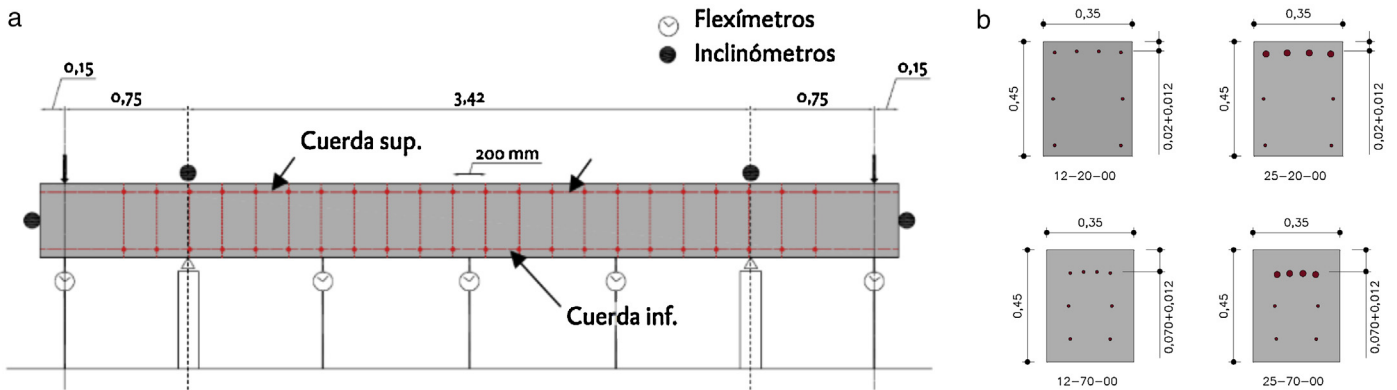


Figura 10. Esquema de los ensayos en vigas a tamaño real (a) y secciones (b).

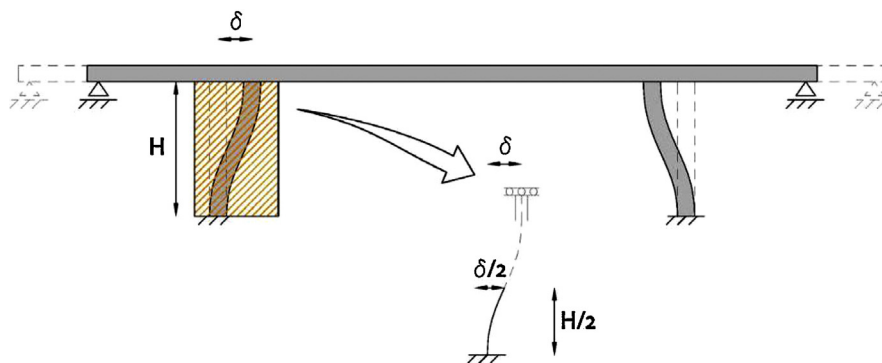


Figura 11. Concepto de los ensayos de soportes y su relación con estructuras reales.

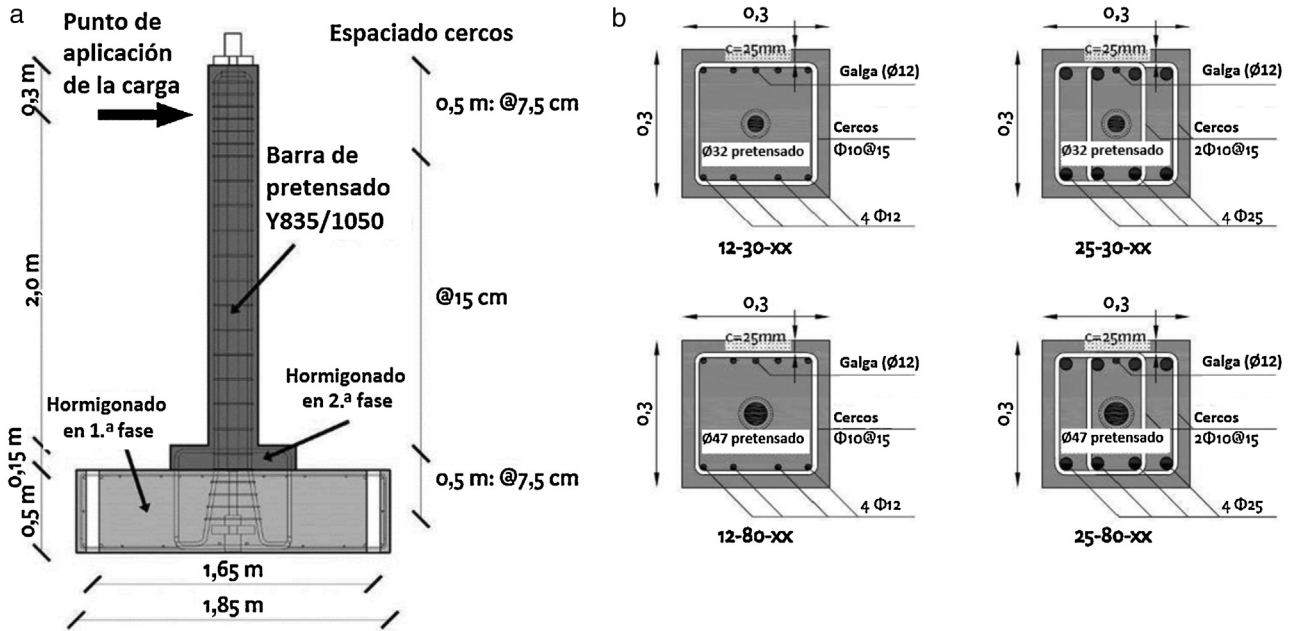


Figura 12. Esquema del ensayo de soportes (a) y secciones de las probetas (b).

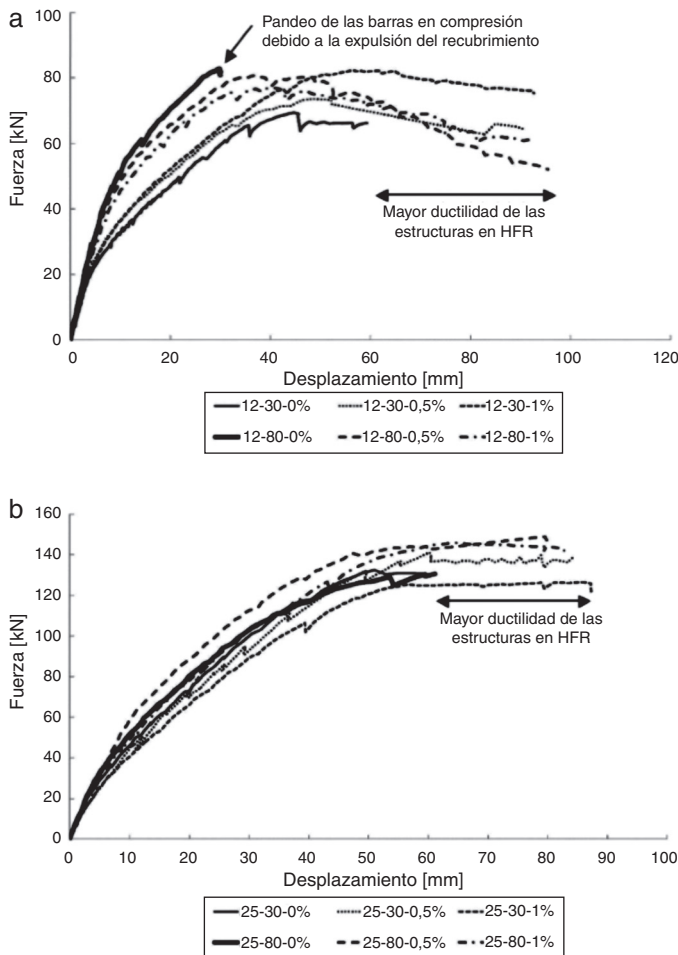


Figura 13. Diagramas F/δ para los ensayos de soporte con armadura Ø12 mm (a) y Ø25 mm (b).

gráficas fuerza/desplazamientos de los ensayos llevados a cabo. Una primera constatación es que la adición de fibras, al prevenir la expulsión del recubrimiento, evita el pandeo de las barras en compresión y por tanto aumenta la ductilidad de los soportes. Esta característica del fibrorrefuerzo resulta muy interesante para aquellas aplicaciones en las que se requiere mucha ductilidad a los elementos en HA, como por ejemplo las estructuras en zona sísmica.

Los resultados en términos de fisuración se presentan en la tabla 5, para dos niveles de tensión teórica en el acero en tracción (250 y 300 MPa) en una sección sin fibrorreforzar. En este caso, la mejora no es tan clara como en el caso de los ensayos de vigas. Asimismo, se nota una dispersión mayor entre los valores predichos y los medidos. Ambos efectos pueden estar relacionados con la presencia de los cercos, que influyen en la separación media entre fisuras, lo que en elementos sometidos a momento variable puede llevar a concentraciones de deformaciones en el acero y por tanto a aberturas de fisuras mayores de lo esperable. Aun así, a la vista de los resultados se puede decir que la adición de fibras mejora en general el comportamiento a fisuración.

6. El proyecto Anagennisi

En el marco del proyecto de investigación europeo (FP7) Anagennisi (renacimiento) [15], se están estudiando aplicaciones en las cuales las fibras recicladas suponen una clara mejora de cara a la sostenibilidad de las estructuras de hormigón.

Una primera aplicación con un gran potencial son las estructuras de contención de líquidos. En la referencia [16], se detalla el ejemplo de un depósito de agua circular de HA de 12.300 m³ de capacidad con un diámetro interno de 56,00 m y una altura máxima de agua de 5,25 m. Este estudio concluye que dependiendo de la limitación de la abertura de fisura, se puede ahorrar entre un 37 y un 32% en términos de coste, un

Tabla 5
Resultados en términos de fisuración para los ensayos de soportes

Soporte	$\sigma_{s2} = 250 \text{ MPa}$				$\sigma_{s2} = 300 \text{ MPa}$			
	w_{\max} MC2010 (μm)	w_{\max} medida (μm)	Mejora ^a (-)	Error ^b (-)	w_{\max} MC2010 (μm)	w_{\max} medida (μm)	Mejora ^a (-)	Error ^b (-)
12-30-0%	186	125	–	33%	295	175	–	41%
12-30-0.5%	155	152	–22%	2%	241	230	–31%	5%
12-30-1%	132	95	24%	28%	208	113	35%	46%
25-30-0%	154	232	–	–51%	217	377	–	–74%
25-30-0.5%	120	287	–24%	–139%	169	382	–1%	–126%
25-30-1%	108	50	78%	54%	152	111	71%	27%
12-80-0%	184	189	–	–3%	293	249	–	15%
12-80-0.5%	142	163	14%	–15%	214	238	4%	–11%
12-80-1%	123	219	–16%	–78%	185	165	34%	11%
25-80-0%	154	186	–	–21%	217	162	–	25%
25-80-0.5%	119	124	33%	–4%	169	173	–7%	–2%
25-80-1%	103	176	5%	–71%	149	182	–12%	–22%

^a La mejora se evalúa, en cada serie, con respecto al soporte en HA como $(1 - w_{\text{HFR}}/w_{\text{HA}})$.

^b El error se evalúa como $(1 - w_{\text{max,medida}}/w_{\text{max,MC2010}})$.

Tabla 6
Comparación del canto necesario para cumplir con el ELS de deformaciones para una cuantía geométrica del 0,5%, distintos valores de la relación carga permanente/carga total

			L (m)	d _{RC} (m)	d _{FRC} (m)	h _{RC} (m)	h _{FRC} (m)	h _{FRC} /h _{RC}
C30/37	$q_G/Q_{\text{Tot}} = 0,5$	Simplemente apoyado	6	0,29	0,21	0,34	0,26	78%
			8	0,38	0,29	0,43	0,34	78%
		Continuo	6	0,19	0,14	0,24	0,19	80%
			8	0,26	0,19	0,31	0,24	79%
	$q_G/Q_{\text{Tot}} = 0,75$	Simplemente apoyado	6	0,36	0,27	0,41	0,32	77%
			8	0,48	0,36	0,53	0,41	77%
		Continuo	6	0,24	0,18	0,29	0,23	79%
			8	0,32	0,24	0,37	0,29	78%
C60/75	$q_G/Q_{\text{Tot}} = 0,5$	Simplemente apoyado	6	0,2	0,11	0,25	0,16	66%
			8	0,27	0,15	0,32	0,20	64%
		Continuo	6	0,13	0,08	0,18	0,13	69%
			8	0,18	0,1	0,23	0,15	66%
	$q_G/Q_{\text{Tot}} = 0,75$	Simplemente apoyado	6	0,26	0,15	0,31	0,20	64%
			8	0,34	0,19	0,39	0,24	62%
		Continuo	6	0,17	0,1	0,22	0,15	66%
			8	0,23	0,13	0,28	0,18	64%

48% en términos de emisión de CO₂ y entre un 16 y un 21% en términos de consumo energético.

Una segunda aplicación con gran potencial está en el aumento de la esbeltez en forjados de edificación. Para losas, que son elementos con baja cuantía de armadura (en torno al 0,5%), el uso de fibras permite esbelteces significativamente mayores, lo cual supone una reducción en el gasto de hormigón que, sin embargo, debe compensarse con la adición de fibras. A pesar de ello, dado que la huella medioambiental de la fibra reciclada es muy pequeña, su uso en este tipo de aplicación daría lugar a una clara mejora desde el punto de vista de la sostenibilidad de las estructuras de hormigón. En este caso, para evitar un aumento significativo de la cuantía de armadura, resulta necesario considerar el aporte de las fibras a la resistencia de las secciones en ELU, lo cual es viable siempre y cuando la resistencia residual para un $\text{CMOD} = 2,5 \text{ mm}$ sea, al menos, la mitad que la correspondiente a un $\text{CMOD} = 0,5 \text{ mm}$. Se trata de un nivel que es alcanzable con fibras recicladas, con un adecuado control

de fabricación. En la referencia [17] se presenta un estudio de límites de esbeltez en el que se comparan los límites de esbeltez de vigas fibrorreforzadas, considerando una ley de ablandamiento muy modesta ($f_{Rm1} = 0,5f_{ctm}$, y $f_{Rm3} = 0,25f_{ctm}$) con los límites de esbeltez correspondientes a soluciones convencionales. En la tabla 6, se muestra un resumen del estudio en el que se puede ver que el canto de los forjados se podría reducir entre un 20 y un 38%, lo cual supone una mejora significativa.

7. Conclusiones

A la luz de lo expuesto anteriormente, se pueden sacar las siguientes conclusiones:

- La adición de fibras al HA con barras convencionales es una solución técnica y económicamente atractiva para aquellos problemas condicionados por limitaciones en el ancho de

fisura (p. ej., estructuras en ambientes agresivos, estancas, integrales).

- La fibra reciclada es una opción viable de fibrorrefuerzo. Los resultados obtenidos en este estudio muestran mejoras significativas a pesar de las modestas propiedades residuales de las fibras utilizadas. Al utilizar fibras con mejores propiedades es de esperar que la mejora en términos de abertura de fisura sea aún mayor.
- La metodología de análisis propuesta por MC2010 es de simple implementación en la práctica ingenieril de todos los días, siendo la única dificultad tener que llevar a cabo un análisis seccional no lineal.
- Dentro del proyecto Anagennisi, se están estudiando aplicaciones potenciales de las fibras recicladas habiendo identificado dos candidatos muy claros: las estructuras de contención de aguas y los forjados de edificación. Ambas aplicaciones se caracterizan por cuantías de armado bajas, para las cuales los efectos de contribución del hormigón entre fisuras son significativos y por venir condicionados por los estados límites de servicio.

Agradecimientos

Los ensayos se llevaron a cabo en el Laboratorio de Estructuras de la ETSICCP de la UPM en el marco del programa de investigación «Uso de hormigones con fibras recicladas de NFU en estructuras integrales» liderado por COMSA-EMTE, S.A. y financiado parcialmente por el Centro de Desarrollo Tecnológico Industrial (CDTI), proyecto número IDI_2011480. El proyecto Anagennisi cuenta con financiación de la Unión europea dentro del Programa marco FP7.

Los autores querrían expresar su agradecimiento al Prof. Peter Waldron de la Universidad de Sheffield y Twincon Ltd. por haber proporcionado las fibras recicladas.

Bibliografía

- [1] R.F. Zollo, Fibre-reinforced concrete: An overview after 30 years of development, *Cem. Concr. Compos.* 19 (2) (1995) 107–122.
- [2] K.H. Tan, P. Paramasivam, K.C. Tan, Cracking characteristics of reinforced steel fiber concrete beams under short- and long-term loadings, *Adv. Cem. Based Mater.* 2 (1995) 127–137.
- [3] T. Leutbecher, E. Crack Fehling, Width control for combined reinforcement of rebars and fibres exemplified by ultra-high-performance concrete. En: *Fib Task Group 8.6, Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete*, Varenna, Italy, 2008.
- [4] E. Vasaneli, F. Micelli, M.A. Aiello, G.A. Plizzari, Mechanical and cracking behaviour of concrete beams with steel bars and short fibres, *Studies and Researches* 31, Graduate School Fratelli Pesenti, 2011.
- [5] GL Balázs, I. Kovács, Effect of steel fibres on the cracking behaviour of RC members. En: *6 th RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC)*, Varenna, Italy, 2004.
- [6] Fédération Internationale du Béton, *fib Model Code 2010 - Final draft* (bulletins 65 and 66), 2012.
- [7] K. Pilakoutas, K. Neocleous, H. Tlemat, Reuse of steel fibres as concrete reinforcement, *Eng. Sustain.* 157 (2004) 131–138.
- [8] A. Pérez Caldentey, H. Corres Peiretti, A. Giraldo Soto, J. Peset Iribarren, Cracking of RC members revisited. Influence of cover, ϕ/ρ_s , eff and stirrup spacing. *An Experimental and Theoretical Study*, *Struct. Concrete.* 14 (2013) 69–78.
- [9] G. Groli, *Crack Width Control in RC Elements with Recycled Steel Fibres and Applications to Integral Structures: Theoretical and Experimental Study*, Tesis doctoral, ETSICCP UPM, Madrid, 2014.
- [10] G. Groli, A. Pérez Caldentey, A. Giraldo Soto, Cracking performance of SCC reinforced with recycled fibres – an experimental study, *Struct. Concrete.* 15 (2) (2014) 136–153.
- [11] G. Groli, A. Pérez Caldentey, A. Giraldo Soto, F. Marchetto, J. Ezeberry Parrotta, Simplified serviceability design of jointless structures. Experimental verification and application to typical bridge and building structures, *Eng. Struct.* 59 (2014) 469–483.
- [12] G. Groli, A. Pérez Caldentey, F. Marchetto, F. Arfñez Fernández, Serviceability performance of FRC columns under imposed displacements: An experimental study, *Eng. Struct.* 101 (2015) 450–464.
- [13] EN14651, Test method for metallic fibered concrete – Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality [LOP], residual), 2007.
- [14] A. Pérez, I. Fernández-Espartero, PIEM - Prontuario Informático de Estructura Metálica y Mixta, APTA, 2012 [consultado 1 Abr 2014]. Disponible en: descargable en www.fhecorconocimiento.es
- [15] K. Pilakoutas, S. Raffoul, P. Papastergiou, R. Garcia, M. Guadagnini, I. Hajirasouliha, Proceedings of the International Conference on Sustainable Structural Concrete, 15-18 September 2015, La Plata, Argentina, en: *Innovative reuse of all tyre components in concrete: The Anagennisi project*, LEMIT (Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica), 2015.
- [16] A. Pérez Caldentey, J. Giménez Vila, J.M. Ortolano González, F. Rodríguez García, G. Groli, Contributing to sustainability of concrete by using steel fibres from recycled tyres in water retaining structures, en: J.C. Gálvez, A. Aguado de Cea, D. Fernández Ordóñez, K. Sakai, E. Reyes, M.J. Casati, et al. (Eds.), *II International Conference on Concrete Sustainability (ICCS16)*, 13-15 June 2016, Madrid, España. *Book of Abstracts*, International Center for Numerical Methods in Engineering (CIMNE), España, 2016, p. 87.
- [17] A. Pérez Caldentey, C. Mestre García, J. Mendoza Cembranos, A new way to sustainability: Designing more slender building structures by using recycled steel fibres, en: I. Banjad Pecur, A. Baricevic, N. Stirmer, D. Bjegovic (Eds.), *Construction Materials for Sustainable Future. Proceedings of the 1 st International Conference CoMs-2017*, 19-21 April 2017, Zadar, Croatia, University of Zagreb, Faculty of Civil Engineering, Zagreb, Croatia, 2017, pp. 934–940.

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

ACHE

SECRETARÍA DE ACHE - Tel.: 91 336 66 98
www.e-ache.com

Estudio de las propiedades mecánicas residuales de hormigones expuestos a altas temperaturas

Study of residual mechanical properties of concretes after exposure to high temperatures

Francisco B. Varona*, Francisco J. Baeza y Salvador Ivorra

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Alicante, Alicante, España

Recibido el 7 de abril de 2017; aceptado el 10 de abril de 2017

Disponible en Internet el 16 de mayo de 2017

Resumen

La versión actual del Eurocódigo 2 aporta datos tabulados para la evolución de las propiedades mecánicas de hormigones de resistencia convencional. Pero en el caso de hormigones de alta resistencia de áridos calizos se reconoce la falta de datos suficientes. Este trabajo presenta los resultados experimentales obtenidos en un hormigón convencional y otro de alta resistencia de áridos calizos sometidos a altas temperaturas. Los resultados presentaron buena correlación con antecedentes de investigación y se aportan ecuaciones para describir la evolución de algunas propiedades mecánicas de los hormigones de resistencia convencional y de alta resistencia.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Hormigón de alta resistencia; Alta temperatura; Desconchamiento explosivo

Abstract

The current version of the European standard for concrete structures gives tabulated data for the evolution of the mechanical properties of normal strength concrete. However, the standard acknowledges the lack of sufficient data for the case of high strength concrete with limestone aggregate. This paper presents the experimental results obtained on two batches of normal and high strength concrete subjected to high temperatures. Those results gave a good correlation with previous studies and equations are provided to describe the evolution of some mechanical properties of both normal and high strength concretes at elevated temperatures.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: High strength concrete; High temperature; Explosive spalling

1. Introducción

El hormigón estructural presenta un comportamiento razonablemente bueno cuando se expone a altas temperaturas, bien de forma continuada en determinados procesos industriales o bien de forma extraordinaria en situación de incendio. A pesar de ello, la exposición a temperaturas elevadas produce una degradación físico-química que reduce las propiedades resistentes del

hormigón. A lo largo del siglo xx se han llevado a cabo numerosas campañas de investigación que han logrado determinar la evolución de las propiedades de diferentes tipos de hormigones [1–6]. No obstante, en el caso particular de los hormigones de alta resistencia (HAR) a alta temperatura, el Eurocódigo 2, Parte 1-2 [7], indica que no se dispone de datos experimentales suficientes, y la revisión del estado del arte sobre los HAR a altas temperaturas es escasa en lo que atañe a los fabricados con áridos calizos. Uno de los principales problemas del hormigón sometido a altas temperaturas es el desconchamiento superficial (*sloughing off*) o la rotura explosiva (*explosive spalling*) del mismo, fenómenos a los que son especialmente sensibles los

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: borja.varona@ua.es (F.B. Varona).

HAR debido a su microestructura más compacta frente a los hormigones de resistencia convencional (HC) [8–10]. Estos tipos de fallo se deben a la incompatibilidad de deformaciones por dilatación diferencial y al aumento de presión intersticial por los gases generados en distintas reacciones de descomposición, como ocurre en los hormigones de áridos calizos cuando se produce la decarbonatación de la caliza [11].

El presente trabajo presenta un estudio experimental sobre la evolución de las prestaciones mecánicas de hormigones de distinta resistencia al ser expuestos a altas temperaturas. El objetivo principal es aportar datos que cubran los escasos antecedentes en el caso de HAR por encima de 80 MPa y fabricados con áridos calizos. La campaña incluye también un HC a fin de poder validar la metodología empleada por contraste con antecedentes de investigación en ese grado resistente.

2. Metodología de la campaña experimental

Se indican a continuación los materiales empleados en la campaña experimental y la metodología de ensayos llevada a cabo.

2.1. Materiales y dosificaciones

En la campaña experimental se utilizaron dos tipos de hormigón: uno de resistencia convencional (HC) y el otro de alta resistencia (HAR). La tabla 1 presenta un resumen con las principales dosificaciones de estos hormigones empleados en el estudio. Todos los áridos empleados, arena y grava, son de tipo calizo y se han obtenido mediante machaqueo. Una vez hormigonadas las probetas se mantuvieron en sus respectivos moldes durante 24 horas y, una vez desmoldadas, fueron conservadas hasta los 28 días de edad en un ambiente controlado (humedad relativa igual o superior al 95% y temperatura de $20 \pm 2^\circ\text{C}$), según UNE-EN 12390-2.

En campañas experimentales previas a este estudio [12], las probetas de HAR y algunas de HC quedaron inutilizadas debido al fenómeno de rotura explosiva cuando se calentaban en el horno. La figura 1 muestra cómo quedaron las probetas cilíndricas de 150×300 mm que estallaron cuando la sonda del horno marcaba una temperatura de 522°C .

Para evitar el problema de la rotura explosiva, en el presente estudio se siguió lo prescrito en la normativa europea [7] incorporando fibras de polipropileno monofilamento en la



Figura 1. Rotura explosiva en un hormigón convencional durante el calentamiento.

dosificación de los hormigones ensayados. La fusión de estas fibras en torno a los 170°C crea en el hormigón una red capilar que permite aliviar la presión de vapor del agua liberada por la descomposición del gel CSH y de la porlandita entre los 400 y los 600°C . Por lo tanto, estas fibras no se añadieron con función de refuerzo estructural sino con función de resistencia a alta temperatura. Las fibras empleadas en la campaña fueron de polipropileno 100%, con un diámetro de entre 31 y 35 micras y una longitud de 6 mm. El punto de fusión indicado por el fabricante estaba entre 163 y 170°C .

2.2. Metodología de ensayos

La campaña de ensayos que se llevó a cabo tuvo como objetivo caracterizar la variación de las siguientes propiedades mecánicas del hormigón con la temperatura: resistencia a compresión simple (f_c), resistencia a tracción (f_{ct}) y módulo de elasticidad dinámico ($E_{c,din}$). Estos ensayos se llevaron a cabo sobre los dos hormigones (HC y HAR) indicados en la tabla 1.

La resistencia a compresión f_c fue determinada mediante el ensayo de compresión según UNE-EN 12390-3:2009 [13] realizado sobre probetas cúbicas de 150 mm de arista. La resistencia f_{ct} fue obtenida a partir de la resistencia a tracción indirecta $f_{ct,i}$, la cual, a su vez, fue determinada mediante el ensayo de hendimiento según UNE-EN 12390-6:2010 [14], aplicando la ecuación (1).

$$f_{ct,i} = \frac{2 \cdot C}{\pi \cdot L \cdot d} \quad (1)$$

Donde: C es la carga máxima alcanzada en el ensayo (expresada en N), $L = 300$ mm es la longitud de la probeta cilíndrica y $d = 150$ mm es el diámetro de la misma. La resistencia a tracción f_{ct} se obtuvo por aplicación de la ecuación (2) de acuerdo a lo indicado en el artículo 31.3 de la Instrucción EHE-08 [15] así como en el Eurocódigo 2, Parte 1-1 [16].

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,i} \quad (2)$$

Previo a los ensayos destructivos de resistencia a compresión en las probetas cúbicas, estas se emplearon para determinar el módulo de elasticidad dinámico mediante un ensayo no destructivo por ultrasonidos. Asimismo, previo a los ensayos de rotura por compresión, las probetas se emplearon para la

Tabla 1
Materiales y dosificaciones de la campaña experimental

Material	Hormigón HC	Hormigón HAR
CEM II/B-M (S-L) 42.5R	290 kg/m ³	–
CEM I 52.5R	–	450 kg/m ³
Humo de sílice	–	45 kg/m ³
Relación A/C	0.6	0.35
Arena caliza 0-4 mm	800 kg/m ³	865 kg/m ³
Árido calizo 5-11 mm	1.090 kg/m ³	865 kg/m ³
Plastificante	–	4.95 kg/m ³
Superplastificante	3.2 kg/m ³	9.9 kg/m ³
Fibras de polipropileno	1.5 kg/m ³	2 kg/m ³

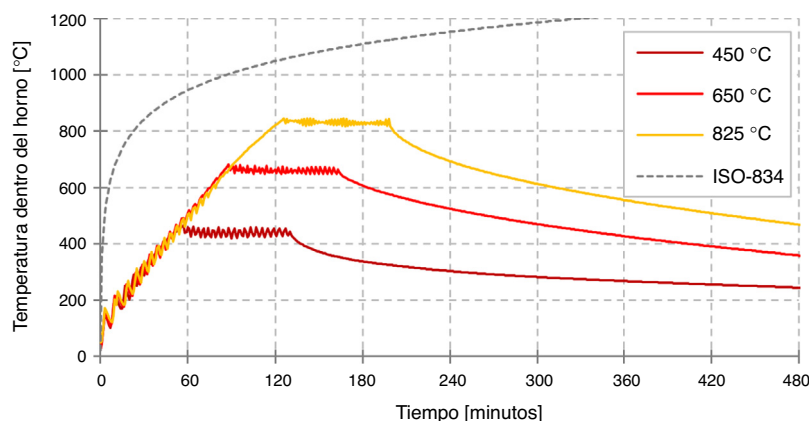


Figura 2. Curvas de calentamiento en la campaña experimental.

medida del módulo de elasticidad dinámico mediante ensayos de ultrasonidos no destructivos. Para dichos ensayos se trabajó con un equipo emisor-receptor de señal Proceq Pundit Lab Plus acoplado un par de transductores S-polarizados Olympus Panametrics NDT con una frecuencia de 0.25 MHz. Cada transductor era acoplado sobre el centro geométrico de las caras opuestas de una probeta cúbica; habida cuenta de que cada probeta posee una cara rugosa que corresponde a la superficie libre de cada molde durante la operación de hormigonado, la medida se pudo realizar en cada cubo de hormigón según dos direcciones ortogonales de las tres posibles. A partir de cada forma de onda registrada, se calcularon dos parámetros ultrasónicos: velocidad V_P de propagación de las ondas P y velocidad V_S de propagación de las ondas S. Estas velocidades permitieron determinar el módulo de elasticidad dinámico $E_{c,din}$ y el coeficiente de Poisson dinámico $\nu_{c,din}$ a través de las ecuaciones (3) y (4):

$$E_{c,din} = \rho \cdot V_P^2 \times (1 - 2 \cdot \nu_d) \times \frac{1 + \nu_{c,din}}{1 - \nu_{c,din}} \quad (3)$$

$$\nu_{c,din} = \frac{(V_P^2 - 2 \cdot V_S^2)}{2 \cdot (V_P^2 - V_S^2)} \quad (4)$$

Donde: ρ es la densidad del hormigón, la cual era conocida en cada una de las fases estudiadas gracias a operaciones de pesado inmediatamente anteriores a la realización de estos ensayos.

El proceso de calentamiento se realizó en un horno industrial capaz de alcanzar temperaturas de hasta 2.000 °C. Las curvas de calentamiento se representan en la figura 2, en la que también se representa la curva normalizada ISO 834 para la temperatura media de los gases en función del tiempo en interior de edificios. La evolución en el tiempo de la temperatura en el interior del horno en cada escalón de calentamiento se comprobó con la ayuda de un termopar conectado a un hardware de adquisición de datos modelo Spider 8 de Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM). Ello permitió verificar la fiabilidad del propio dispositivo de control-autómata del horno. Las velocidades medias de calentamiento fueron de 8.3 °C/min hasta los 450 °C, 6.7 °C/min entre los 450 y los 650 °C, y 4.6 °C/min entre los 650 y los 825 °C.

Una vez que en cada escalón de temperatura se alcanzaba la máxima del ciclo, el automático del horno la mantenía en una

meseta durante 1 hora y 15 minutos, a fin de homogeneizar los gradientes de temperatura en el interior de las probetas y que el núcleo de las probetas se aproxime lo máximo posible a la temperatura objetivo, en forma análoga a como se describe en [17]. Pasado este tiempo, el automático del horno apagaba las resistencias y comenzaba el ciclo de enfriamiento, el cual se producía de forma natural, con la sola ayuda del extractor del horno, hasta que la temperatura en su interior bajaba por debajo de los 250 °C. A partir de esta temperatura, se procedía a abrir el horno y el enfriamiento se aceleraba. Las probetas se ensayaron cuando su temperatura exterior era de 40 ± 15 °C. Por lo tanto, las propiedades determinadas con los ensayos posteriores al calentamiento fueron propiedades residuales, al contrario que si se hubiesen realizado los ensayos con las probetas a altas temperaturas. La bibliografía existente [18] avala el hecho de que las propiedades residuales obtenidas tras el enfriamiento son siempre inferiores a las propiedades medidas a altas temperaturas, de forma que los resultados de esta campaña están del lado de la seguridad. No obstante, es preciso señalar que un enfriamiento más acelerado (por rociado de agua fría o inmersión en agua) da lugar a propiedades residuales aún más bajas [18,19], aunque en ocasiones se ha observado un efecto contrario tras un enfriamiento rápido [11].

Se realizaron ensayos de control de la resistencia a compresión de cada amasada a temperatura ambiente a 28 días de edad. Entre los 28 y 60 días las probetas restantes se conservaron en condiciones de laboratorio, a 20 °C de temperatura y con una humedad relativa del 55% aproximadamente. A la edad de 60 días se realizaron ensayos a temperatura ambiente y a altas temperaturas (450, 650 y 825 °C). El motivo de este retraso en los ensayos se basó en [11,17,19], donde se observaron menores resistencias residuales tras la exposición a altas temperaturas a mayores edades de ensayo, lo cual es atribuido a que la mayor hidratación de los componentes del hormigón hace que el deterioro producido por la deshidratación a alta temperatura sea más dañino.

3. Resultados y discusión

Los resultados obtenidos en el HC se recogen en la tabla 2 y los correspondientes al hormigón HAR se recogen en la tabla 3.

Tabla 2
Resultados de la amasada HC a 60 días tras exposición a altas temperaturas

Propiedad	T = 20 °C	T _{máx} = 450 °C	T _{máx} = 650 °C	T _{máx} = 825 °C
Resistencia f_c [MPa]	29.0	24.1	13.6	5.1
Resistencia f_{ct} [MPa]	2.15	1.50	0.69	0.29
Densidad relativa	2.24	2.16	2.12	2.11
Módulo $E_{c,din}$ [GPa]	35.7	18.1	4.0	2.5

Tabla 3
Resultados de la amasada HAR a 60 días tras exposición a altas temperaturas

Propiedad	T = 20 °C	T _{máx} = 450 °C	T _{máx} = 650 °C	T _{máx} = 825 °C
Resistencia f_c [MPa]	89.0	72.5	35.9	21.7
Resistencia f_{ct} [MPa]	3.88	2.58	1.04	0.77
Densidad relativa	2.35	2.22	2.15	2.03
Módulo $E_{c,din}$ [GPa]	38.7	22.6	7.9	2.7

No se observaron deterioros por desconchamiento ni rotura explosiva en ninguna de las probetas ensayadas. Se observa como la pérdida de masa fue más acusada en el HAR

calizos. Asimismo, en la [figura 3](#) se superpone también una curva azul obtenida por ajuste de los resultados obtenidos en la presente campaña experimental, dada por la ecuación (5) con un coeficiente $R^2 = 0.993$.

$$\frac{f_{c,T}}{f_{c,20\text{ °C}}} = \begin{cases} 1.00 + 2.48 \times 10^{-4} \cdot T - 1.54 \times 10^{-6} \cdot T^2 & \text{si } 20\text{ °C} \leq T \leq 891\text{ °C} \\ 0 & \text{si } T > 891\text{ °C} \end{cases} \quad (5)$$

(un descenso del 14% tras exposición a 825 °C) que en el HC (un descenso del 6% a 825 °C).

3.1. Resistencia a compresión a temperaturas elevadas

La evolución de la resistencia a compresión en la amasada de HC ensayada queda reflejada en la [figura 3](#). En el eje de ordenadas se mide la resistencia residual normalizada entendida como el cociente entre la resistencia residual tras exposición a alta temperatura respecto de la original a temperatura ambiente.

La [figura 3](#) recoge también la curva de resistencia a compresión del Eurocódigo 2 para hormigones de áridos calizos y la curva propuesta por Aslani y Bastami (2011) [20] construida a partir de los resultados de [7,21–23]. La curva designada como (a) es la que proponen dichos autores para HC de áridos

Donde: $f_{c,T}$ es la resistencia a compresión residual tras alcanzar una temperatura T expresada en °C y $f_{c,20\text{ °C}}$ es la resistencia a compresión a temperatura ambiente.

Como puede apreciarse, los resultados experimentales presentan una buena correlación con la curva propuesta en el Eurocódigo 2 para áridos calizos. Sin embargo, la curva de evolución propuesta en [20] estaría estimando resistencias residuales optimistas en el rango más elevado de temperaturas entre 650 y 825 °C con respecto a los datos experimentales obtenidos en la presente campaña y los propuestos por Eurocódigo 2. De la comparación con la normativa europea se podría concluir que la metodología de ensayos aplicada es válida para el objetivo marcado y que, en última instancia, los resultados estarían del lado de la seguridad frente a otros antecedentes.

En la [figura 4](#) se representa la curva de resistencia a compresión del Eurocódigo 2 aplicable a HAR con resistencias

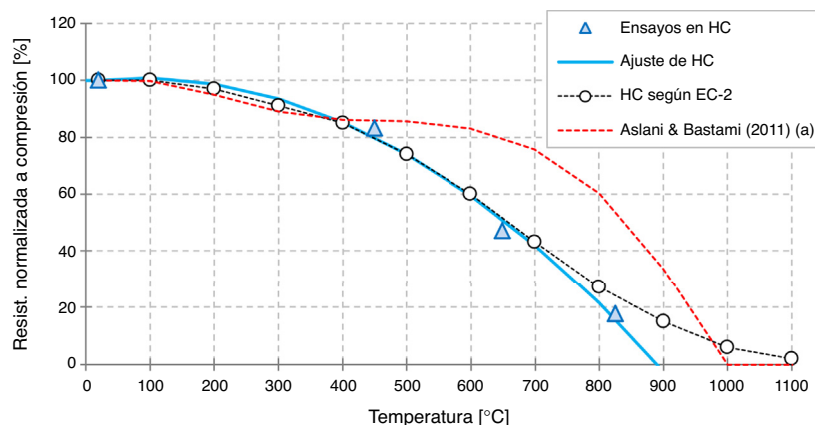


Figura 3. Evolución de la resistencia a compresión del HC a alta temperatura.

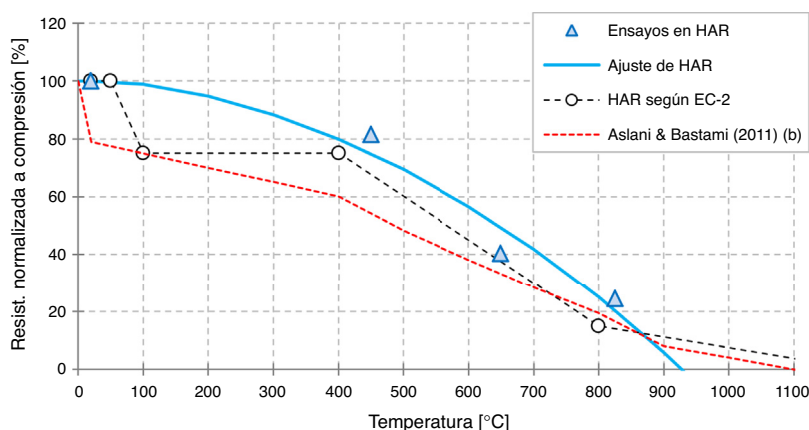


Figura 4. Evolución de la resistencia a compresión del HAR a alta temperatura.

superiores a 80 MPa, incompleta en su trazado y sin especificar el tipo de árido. En esta figura 4 se recoge la curva (b) propuesta por Aslani y Bastami para HAR de áridos silíceos. Estos autores no proponen curva para el caso de HAR de áridos calizos, al no haber suficientes antecedentes para este caso. En [18,24] se justifica que los hormigones fabricados con áridos calizos se comportan mejor que los de áridos silíceos a temperaturas elevadas debido a que el cuarzo de estos últimos experimenta una transformación cristalina expansiva que genera tensiones internas y debilita la microestructura del hormigón. Nuevamente se superpone una curva en color azul proveniente del ajuste de los datos experimentales, dada por la ecuación (6) con un coeficiente $R^2 = 0.961$.

$$\frac{f_{c,T}}{f_{c,20\text{ °C}}} = \begin{cases} 1.01 - 1.03 \times 10^{-4} \cdot T - 1.06 \cdot 10^{-6} \cdot T^2 \neq 1 & \text{si } 20\text{ °C} \leq T \leq 930\text{ °C} \\ 0 & \text{si } T > 930\text{ °C} \end{cases} \quad (6)$$

Los resultados experimentales que aporta la presente campaña a las temperaturas más elevadas de 650 y 825 °C vendrían a demostrar el mejor comportamiento de los áridos calizos y sirven para completar parcialmente las curvas de evolución de la resistencia a compresión en HAR cuando se emplean este tipo de áridos. La menor estabilidad de los áridos silíceos a altas temperaturas es achacable a la citada transformación cristalina del cuarzo a cuarzo entre los 500 y 650 °C. Por otro lado, las figuras 3 y 4 permiten apreciar cómo la mayor pérdida de resistencia residual a compresión se produce para exposiciones superiores al rango de 400 a 500 °C.

3.2. Resistencia a tracción a temperaturas elevadas

En la figura 5 se representa gráficamente la evolución de la resistencia a tracción a altas temperaturas, tanto para el HC como para el HAR. El Eurocódigo 2 solo aporta una curva de la evolución de la tracción a alta temperatura para los HC en la que no se especifica el tipo de árido ni otros datos de la composición del hormigón. La curva propuesta por Aslani y Bastami —designada como (c) en la figura 5— es fruto del ajuste de la revisión de datos experimentales recogidos en [5,7,23,25,26], los cuales tampoco corresponden con una tipología definida de

composición. En este caso hay una notable discrepancia entre el Eurocódigo 2 frente a los resultados experimentales y los antecedentes englobados por la curva de Aslani y Bastami; como puede observarse, el Eurocódigo 2 estaría proponiendo nula resistencia residual a tracción por encima de los 600 °C. Por otro lado, se puede apreciar una razonable correlación entre los resultados de la presente campaña experimental y la curva de Aslani y Bastami, especialmente a 450 y 650 °C; por el contrario, en el escalón de estudio a 825 °C los ensayos realizados dieron resultados sensiblemente optimistas en comparación con la curva (c).

$$\frac{f_{c,T}}{f_{c,20\text{ °C}}} = \begin{cases} 1.01 - 1.03 \times 10^{-4} \cdot T - 1.06 \cdot 10^{-6} \cdot T^2 \neq 1 & \text{si } 20\text{ °C} \leq T \leq 930\text{ °C} \\ 0 & \text{si } T > 930\text{ °C} \end{cases} \quad (6)$$

3.3. Módulo de elasticidad dinámico a temperaturas elevadas

Finalmente, en la figura 6 se representa gráficamente la evolución del módulo de elasticidad dinámico residual tras exposición a altas temperaturas, tanto para el HC como para el HAR. En este caso los antecedentes con los que pueden contrastarse los resultados experimentales están englobados en la curva (d) propuesta en [20] y elaborada a partir del ajuste de resultados comunicados en [3,21,23,26]. Es preciso indicar que la mayor parte de dichos antecedentes se basan en medidas del módulo de elasticidad realizadas en ensayos de compresión de probetas de hormigón, el cual en algún caso fue realizado a alta temperatura. En este caso, tal y como se señala en [8,18], la medida del módulo de elasticidad no puede desacoplar el efecto de la fluencia a temperaturas elevadas, algo que no ocurriría de realizarse medidas del tipo dinámico como la que se ha realizado en la presente campaña. En cualquier caso, a pesar de la discrepancia en los procedimientos de medida, la tendencia de deterioro del módulo de elasticidad dinámico es coincidente con los antecedentes englobados por la

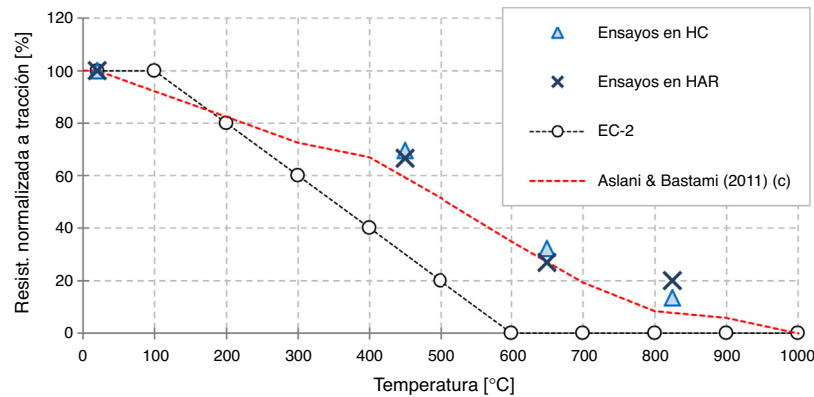


Figura 5. Evolución de la resistencia a tracción de HC y HAR a alta temperatura.

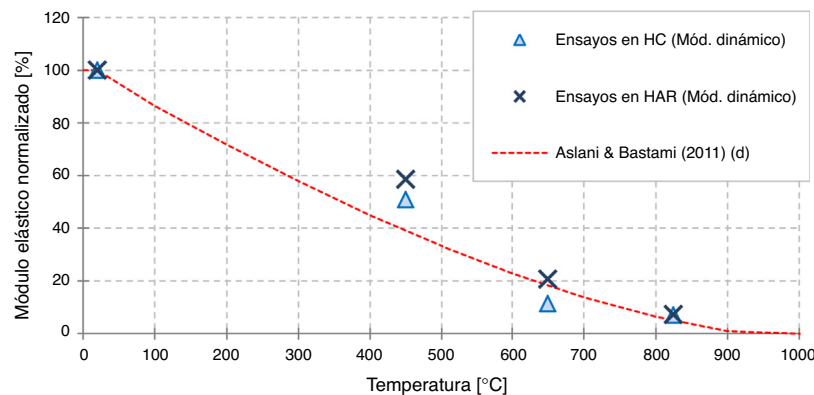


Figura 6. Evolución del módulo de elasticidad dinámico de HC y HAR a alta temperatura.

curva (d). Ello permitiría validar la utilidad del procedimiento presentado para el estudio de la evolución de esta propiedad a altas temperaturas. La comparación de los resultados experimentales representados en las figuras 3, 4 y 5 refleja claramente como la propiedad mecánica más afectada por la exposición a altas temperaturas es el módulo de elasticidad longitudinal, a diferencia de la resistencia residual a compresión (figs. 3 y 4), cuya caída más severa se producía por encima de los 400-500 °C.

4. Conclusiones y futuras líneas de investigación

Se ha presentado una metodología de estudio de las propiedades mecánicas del hormigón sometido a altas temperaturas que es validada a través de los resultados obtenidos en el ensayo de hormigón de resistencia convencional. Esta metodología ha sido aplicada a HAR fabricados con áridos calizos, ámbito en el que existen escasos antecedentes de investigación a altas temperaturas. Partiendo de los resultados experimentales se han aportado ecuaciones que permiten estimar la evolución de la resistencia a compresión a temperaturas elevadas. En otras propiedades ensayadas, como la resistencia a tracción y el módulo de elasticidad dinámico, se han obtenido resultados razonablemente acordes con los antecedentes de investigación disponibles.

Como futuras líneas de investigación se propone ampliar este estudio a HAR fabricados con adiciones distintas del humo de sílice, como, por ejemplo, ceniza volante. Asimismo, también

puede ser de interés estudiar la evolución a altas temperaturas de hormigones de áridos ligeros y hormigones con distintas dosificaciones de fibras de acero en combinación con las de poli-propileno que se han empleado en el presente trabajo, de forma que se obtengan resultados con los que ampliar los antecedentes de investigación en dichos ámbitos.

Agradecimientos

El presente trabajo de investigación ha sido posible gracias a la desinteresada colaboración de las siguientes empresas: SIKKA S.A.U., FerroAtlántica S.A., Aridur Hormigones S.L. y Prefabricados Saval Hermanos S.L. Asimismo también se desea dejar constancia escrita del agradecimiento al Ingeniero Técnico de Obras Públicas D. Gabriel Seguí Ramos

Bibliografía

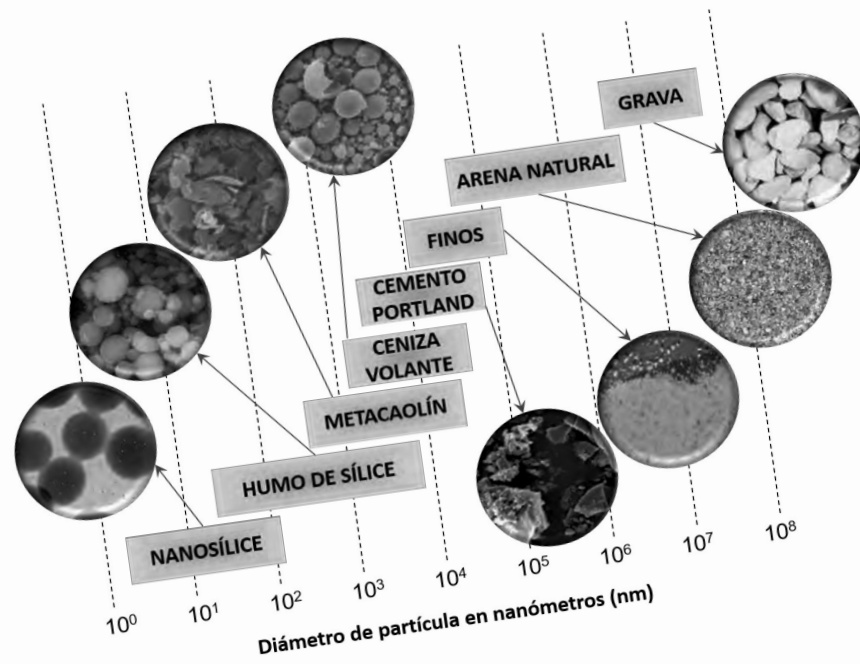
- [1] F.C. Lea, The effect of temperature on some of the properties of materials, *Engineering-London*. 110 (3) (1920) 293–298.
- [2] H.L. Malhotra, The effect of temperature on the compressive strength of concrete, *Mag. Concrete Res.* 8 (23) (1956) 85–94.
- [3] Y. Anderberg, S. Thelandersson, Stress and Deformation Characteristics of Concrete at High Temperatures — 2. Experimental Investigation and Material Behavior Model, Division of Structural Mechanics and Concrete Construction Bulletin 54, Lund Institute of Technology, Lund, Suecia, 1976.

- [4] U. Schneider, Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 337, W. Ernst und Sohn, Berlin, 1982.
- [5] Z.P. Bažant, J.C. Chern, Stress-induced thermal and shrinkage strains in concrete, *J. Eng. Mech.-ASCE* 113 (10) (1987) 1493–1511.
- [6] V.K.D. Kodur, M.A. Sultan, Structural Behaviour of High Strength Concrete Columns Exposed to Fire, International Symposium on High Performance and Reactive Powder Concrete, Sherbrooke, Quebec (1998) 217–232.
- [7] Comité Europeo de Normalización, UNE-EN 1992-1-2:2011, Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón, Parte 1-2: Reglas generales, Proyecto de estructuras sometidas al fuego, AENOR, 2011.
- [8] S.Y.N. Chan, G.F. Peng, M. Anson, Fire behavior of high-performance concrete made with silica fume at various moisture contents, *ACI Mater. J.* 96 (3) (1999) 405–409.
- [9] C.S. Poon, S. Azhar, M. Anson, Y.L. Wong, Comparison of the strength and durability performance of normal- and high-strength concretes at elevated temperatures, *Cement Concrete Res.* 31 (9) (2001) 1291–1300.
- [10] V.K.D. Kodur, Guidelines for fire resistance design of high-strength concrete columns, *J. Fire Prot. Eng.* 15 (2) (2005) 93–106.
- [11] A.E. Ahmed, A.H. al-Shaikh, T.I. Arafat, Residual compressive and bond strengths of limestone aggregate concrete subjected to elevated temperatures, *Mag. Concrete Res.* 44 (159) (1992) 117–125.
- [12] F.B. Varona, F.J. Baeza, S. Ivorra, D. Bru, Análisis experimental de la pérdida de adherencia hormigón-acero en hormigones sometidos a altas temperaturas, *Dyna.* 90 (2015) 78–86.
- [13] Comité Europeo de Normalización, UNE-EN 12390-3:2009/AC:2011, Ensayos de hormigón endurecido, Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas, AENOR, 2011.
- [14] Comité Europeo de Normalización, UNE-EN 12390-6:2010, Ensayos de hormigón endurecido, Parte 6: Resistencia a tracción indirecta de probetas, AENOR, 2010.
- [15] Comisión Permanente del Hormigón, Instrucción de Hormigón Estructural EHE-2008, Ministerio de Fomento, Madrid, 2008.
- [16] Comité Europeo de Normalización, UNE-EN 1992-1-1:2013, Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón, Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación, AENOR, 2013.
- [17] G. Peng, W. Yang, J. Zhao, Y. Liu, S. Bian, L. Zhao, Explosive spalling and residual mechanical properties of fiber-toughened high-performance concrete subjected to high temperatures, *Cement Concrete Res.* 36 (4) (2006) 723–727.
- [18] Z.P. Bažant, M.F. Kaplan, *Concrete at High Temperatures: Material Properties and Mathematical Models*, Longman Group Ltd, United Kingdom, 1996.
- [19] G. Peng, S. Bian, Z. Guo, J. Zhao, X. Peng, Y. Jiang, Effect of thermal shock due to rapid cooling on residual mechanical properties of fiber reinforced concrete exposed to high temperatures, *Constr Build Mater.* 22 (5) (2008) 948–955.
- [20] F. Aslani, M. Bastami, Constitutive relationships for normal and high-strength concrete at elevated temperatures, *ACI Mater. J.* 108 (4) (2011) 355–364.
- [21] L. Li, J. Purkiss, Stress strain constitutive equations of concrete material at elevated temperatures, *Fire Safety J.* 40 (7) (2005) 669–686.
- [22] K.D. Hertz, Concrete strength for fire safety design, *Mag. Concrete Res.* 57 (8) (2005) 445–453.
- [23] Y.F. Chang, Y.H. Chen, M.S. Sheu, G.C. Yao, Residual stress-strain relationship for concrete after exposure to high-temperatures, *Cement Concrete Res.* 36 (10) (2006) 1999–2005.
- [24] C. Castillo, A.J. Durrani, Effect of transient high temperature on high-strength concrete, *ACI Mater. J.* 87 (1) (1990) 47–53.
- [25] M.J. Terro, Numerical modeling of the behavior of concrete structures in fire, *ACI Struct J.* 95 (2) (1998) 183–193.
- [26] J. Xiao, G. Konig, Study on concrete at high temperature in China - An overview, *Fire Safety J.* 39 (1) (2004) 89–103.

ABRIL 2017

CUADERNILLO 01

RETOS EN LA INDUSTRIA DEL CEMENTO



Grupo de Trabajo 2/10
"Retos y nuevas líneas de investigación en el hormigón"
Comisión 2: Materiales

ACHE
Asociación Científico-Técnica
del Hormigón Estructural

ACHE

SECRETARÍA DE ACHE - Tel.: 91 336 66 98
www.e-ache.com

Estudio de la sensibilidad a su propia deformación de escorias de alto horno activadas alcalinamente y reforzadas con fibra de carbono

Sensitivity study of self-sensing strain capacity of alkali-activated blast furnace slag reinforced with carbon fibres

F. Javier Baeza de los Santos^{a,*}, Josep Lluís Vilaplana Abad^b, Óscar Galao Malo^c
y Pedro Garcés Terradillos^d

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Profesor Ayudante Doctor, Universidad de Alicante, Alicante, España

^b Máster e Ingeniero Civil, Doctorando, Universidad de Alicante, Alicante, España

^c Dr. Ingeniero de Materiales, Profesor Asociado, Universidad de Alicante, Alicante, España

^d Dr. Ciencias Químicas, Catedrático de Universidad, Universidad de Alicante, Alicante, España

Recibido el 11 de abril de 2017; aceptado el 12 de abril de 2017

Disponible en Internet el 26 de junio de 2017

Resumen

La adición de fibras de carbono en materiales cementicios permite, además de mejorar sus prestaciones mecánicas, su utilización en otras funciones no estructurales, p. ej., sensor de deformaciones. Al incluir adiciones crecientes de fibras en pastas de escoria de alto horno activada alcalinamente se consiguió mejorar su resistencia a compresión y flexión, reducir su retracción por secado, y relacionar su resistividad con la deformación sufrida por el material en ciclos de compresión. Sin embargo, para optimizar la percepción de su deformación es necesario modificar las condiciones de saturación del material, al no funcionar correctamente estando saturado.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Fibras de carbono; Sensor; Activación alcalina; Multifuncionalidad; Retracción

Abstract

The addition of carbon fibres is used in cement composite materials with a twofold objective: enhancement of their mechanical performance, and functionalisation of the composite, e.g. as strain sensor. Alkali-activated blast furnace slag pastes were reinforced with carbon fibres, which increased bending and compressive strengths, controlled drying shrinkage, and their resistivity could be related to strains during cyclic compression tests. However, in order to optimise this strain self-sensing property, changes in water saturation of samples are necessary, because fully saturated samples did not work properly as a strain sensor.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Carbon fibres; Strain sensing; Alkali activation; Multifunctionality; Drying shrinkage

1. Introducción

El desarrollo de materiales compuestos de matriz cementicia de alta resistencia fue capaz de conseguir grandes prestaciones mecánicas sin necesidad de emplear cemento Portland [1,2]. Para tal fin, la activación alcalina surgió como alternativa de

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: fj.baeza@ua.es (F.J. Baeza de los Santos).

producción de estos materiales, empleando residuos industriales como las escorias de alto horno [3,4], reduciendo así el impacto ambiental asociado a la producción del clínker. El principal problema que presenta este tipo de compuestos es su gran retracción por secado, que habitualmente requiere del empleo de aditivos reductores de retracción para garantizar su integridad [5].

Paralelamente, el uso de fibras como adición en la fabricación también ha resultado útil como agente controlador de la retracción [1,6]. En el caso particular de emplear fibras conductoras de la electricidad en la mezcla (como son las fibras de carbono), además de mejoras en las prestaciones mecánicas del compuesto, lo transforma en un material conductor, estableciéndose así la posibilidad de realizar funciones distintas de su función estructural, por ejemplo su uso como ánodo en la extracción electroquímica de cloruros o protección catódica [7,8], su propio calentamiento (o deshielo) por calefacción por resistencia [9,10] o la percepción de deformaciones [11,12]. Dicha capacidad de ser sensibles a su propia deformación, que presentan estos materiales reforzados con adiciones conductoras de carbono (fibras, nanofibras o nanotubos de carbono), ya ha sido extensamente estudiada en matrices de cemento Portland, correlacionando los cambios en su resistencia eléctrica con su estado de deformación [12–15], incluso aplicados en vigas de hormigón armado a escala real [14].

Alternativamente, el empleo de escorias de alto horno activadas alcalinamente (EAA) como sensor de deformaciones apenas ha sido estudiado, y puede generar materiales con mayor sensibilidad a su deformación [16]. En este trabajo previo se realizaron ciclos de compresión en pastas de EAA reforzadas con fibras de carbono (FC) mientras se controlaba su resistencia eléctrica. A la vista de los resultados, se detectó la necesidad de generar cierta pérdida de humedad para poder correlacionar resistividad y deformaciones, ya que el fenómeno no era registrable en condiciones de saturación.

Por lo tanto, en el presente trabajo se ha estudiado la influencia del grado de saturación en la capacidad de percibir su propia deformación de escorias de alto horno reforzadas con fibras de carbono. Previamente, para optimizar la dosificación del material compuesto, se ha realizado un exhaustivo estudio de propiedades mecánicas (resistencias a compresión, velocidad de paso de ultrasonidos, densidad, porosidad y retracción por secado) al variar la concentración del activador o la dosificación y longitud de las fibras empleadas.

2. Metodología experimental

A continuación se incluye la descripción detallada de todos los materiales empleados en la fabricación de las muestras, así como las diferentes tipologías de ensayo, tanto para medir las propiedades mecánicas como la capacidad de los compuestos a registrar su propia deformación.

2.1. Materiales y preparación de muestras

Se fabricaron pastas de escoria activada alcalinamente (EAA) reforzadas con fibras de carbono (FC), y para ello se utilizó una escoria de alto horno que fue activada con una mezcla

Tabla 1
Propiedades de la fibra de carbono (según fabricante)

Propiedad	Valor
Diámetro	7,2 μm
Longitud	3-6-12 mm
Contenido en carbono	95%
Resistencia a tracción	3.800 MPa
Módulo de elasticidad	242 GPa
Resistividad	$1,52 \cdot 10^{-3} \Omega \text{cm}$
Densidad	1,81 g/cm^3

de NaOH (en disolución acuosa de concentración variable en función de cada dosificación del material cementicio) y una disolución comercial, Waterglass (disolución acuosa con concentraciones en masa del 27% de óxido de silicio y 8% de óxido de sodio). La escoria empleada se caracterizó mediante fluorescencia de rayos X, siendo su composición química principalmente Ca (45,20%), Si₂ (32,32%), Al₂₃ (10,62%) y g (6,35%) [3]. Asimismo, se determinó su superficie específica mediante el método Blaine, recogido en UNE-EN 196-6:2010, obteniéndose un valor medio de $525,7 \pm 13,1 \text{ m}^2/\text{kg}$ (para las tres muestras ensayadas).

Las muestras reforzadas con fibras incorporaron FC de tipo PAN (PANEX35) sin ningún tipo de recubrimiento, cuyas propiedades se incluyen en la tabla 1. Se emplearon tres longitudes diferentes del mismo tipo de fibra, aproximadamente 3 mm (FC3), 6 mm (FC6) y 12 mm (FC12), exactamente 1/8, 1/4 y 1/2 pulgadas. Para mejorar la dispersión de las fibras durante el amasado se empleó un tratamiento previo mediante ultrasonidos [17]. En primer lugar se mezclan manualmente las fibras en el agua de amasado, para posteriormente introducir las en el equipo de ultrasonidos (modelo Hielschier UP200S) durante 10 min a máxima potencia.

En trabajos previos empleando pastas de cemento Portland reforzadas con FC ya se cuantificó la reducción de trabajabilidad que sufren los compuestos cementicios al incluir cantidades crecientes de FC [12]. Por ello, y dada la sensibilidad del fraguado de la EAA a la concentración del activador alcalino, se plantea un estudio preliminar para determinar la dosificación de la EAA que asegura una fluidez de la muestra suficiente para garantizar el correcto amasado de las pastas que incorporan FC, sin necesidad de incorporar aditivos en la mezcla. La dosificación de una EAA viene caracterizada por tres parámetros: el módulo de la disolución (relación entre el contenido en sílice y óxido de sodio, $s = \text{Si}_2/a_2$), el contenido en óxido de sodio y la relación activador/escoria.

En este primer estudio se fijó la relación activador/escoria en 0,56, variándose los otros dos parámetros, con módulos de disolución $s = \{1,0 \ 1,2 \ 1,4\}$, y $\%a_2 = \{3\% \ 4\% \ 5\%\}$ con respecto a la masa de escoria.

Posteriormente se prepararon EAA con adición de FC, empleándose tres dosificaciones de FC (0,2%, 0,5% y 1% respecto de la masa de escoria) de cada una de las longitudes indicadas anteriormente, y para dos dosificaciones diferentes de disolución activadora: $s = 1,0$ con $5\%a_2$; y $s = 1,4$ con $4\%a_2$, seleccionadas tras analizar los resultados del estudio preliminar en pastas sin FC. Los ensayos de percepción de deformaciones

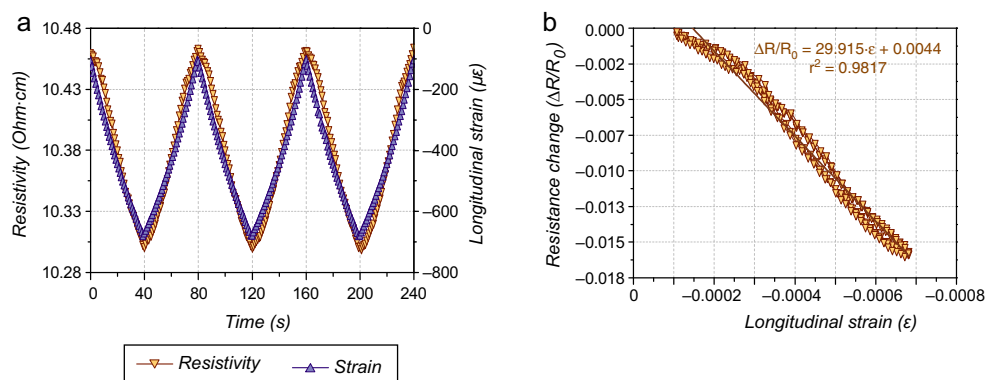


Figura 1. a) Resistividad y deformación unitaria frente al tiempo. b) Variación unitaria de resistencia frente a deformación, para una pasta de cemento con fibra de carbono. Adaptado de [17].

se realizaron únicamente con una adición de 0,5% FC6 (respecto a la masa de escoria) y un activador con $s = 1,4$ y 4% a_2 .

En todos los casos el proceso de amasado constó de las siguientes fases: preparación de la disolución activadora y dispersión de las fibras si las hubiere; vertido de los materiales (escoria, disolución y fibras dispersadas) en una amasadora mecánica; amasado a velocidad lenta durante 5 min. Una vez terminado el amasado se vertió la mezcla en moldes prismáticos de $40 \times 40 \times 160$ mm para los ensayos de resistencias mecánicas y percepción de deformaciones, y de $25 \times 25 \times 250$ mm para la medida de retracción. Las probetas se sometieron a un proceso de compactación mecánica y se introdujeron en una cámara de ambiente controlado (20°C y $>99\%$ HR) durante 24 h, tras lo cual se desmoldaron y se volvieron a conservar en el mismo ambiente hasta la edad de ensayo, con la salvedad de una parte de las probetas de retracción, que se introdujeron en ambiente a 50%HR para su ensayo.

2.2. Metodologías de ensayo

2.2.1. Propiedades mecánicas

Previamente al vertido de la mezcla fresca en los moldes se comprobó su consistencia mediante el método de la mesa de sacudidas descrito en la norma UNE-EN 1015-3:2000. Una vez terminado el tiempo de curado establecido en cámara húmeda (7 y 28 días) se realizaron los siguientes ensayos a tres probetas ($40 \times 40 \times 160$ mm) de cada dosificación: velocidad de paso de ultrasonidos (VPU) según UNE-EN 12504-4:2006; resistencia a flexotracción y compresión según UNE-EN 196-1:2005; densidad y porosidad de las muestras mediante balanza hidrostática según UNE-EN 1015-10:2000/A1:2007.

Paralelamente, las probetas de $25 \times 25 \times 250$ mm se utilizaron para medida de la retracción según la norma UNE 80112:1989 EX, actualmente UNE 80112:2016. En este caso las probetas se desmoldaban después de 24 h, pasando a conservarse en un recipiente cerrado a condiciones higrotérmicas controladas, 20°C y 50%HR, y realizándose un control diario de la retracción por secado de las pastas. Como se detallará posteriormente, solo las pastas con adición de FC eran capaces de resistir dichas condiciones, llegando la retracción a romper todas las muestras sin refuerzo de FC. Por lo tanto, para poder hacer

una comparativa del efecto único de la FC sobre la retracción por secado se decidió duplicar el ensayo conservando las muestras en ambiente saturado (20°C y 100%HR) para reducir la magnitud de los acortamientos.

2.2.2. Percepción de deformación

Mediante los ensayos de percepción de la deformación se pretende establecer una relación entre la deformación sufrida por el material y la variación de su resistencia eléctrica. De todas las dosificaciones caracterizadas previamente, para los ensayos de percepción de la deformación se empleó una disolución activadora con $s = 1,4$ y 4% a_2 , con una adición de 0,5%FC6 (respecto a la masa de escoria). En este caso, las probetas de $40 \times 40 \times 160$ mm se someten a ensayos de compresión cíclica, mientras se obtiene su resistencia eléctrica por el método de las cuatro puntas, fijando la intensidad de corriente a 1 mA con una fuente de corriente Keithley 6220 en los contactos externos, mientras que se registra la diferencia de potencial en los contactos internos con un multímetro digital modelo Keithley 2002. En la figura 1 se incluye un ejemplo de este tipo de ensayos (sacado de [17]) en el que se puede ver una disminución de la resistencia eléctrica de la probeta al aumentar la compresión aplicada a la muestra, siendo este cambio reversible al descargar las muestras.

Existen multitud de estudios que incluyen una descripción detallada de las variables que influyen en este fenómeno en compuestos de cemento Portland; puede encontrarse un resumen en [17]. Sin embargo, en el caso de EAA, en un trabajo previo se observó una especial influencia del grado de saturación de la muestra en la sensibilidad del material durante los ensayos de percepción [16]. En dicho trabajo, cuando las muestras se encontraban saturadas de agua no se registró una tendencia entre deformación y resistividad, que sí aparecía tras un cierto periodo de tiempo de conservación en ambiente seco. Por ello, en este trabajo se decidió fijar la carga máxima aplicada (6 kN, equivalente a una tensión de 3,75 MPa) y la velocidad de carga (200 N/s), siendo el grado de saturación el único parámetro de estudio. Para variar el contenido en humedad de las muestras se introdujeron en estufa a 50°C , y una vez terminados los ensayos se secaron completamente a 110°C para calcular el contenido total de humedad, y por tanto, los grados de saturación correspondientes.

Tabla 2
Resultados de ensayos de flexión y compresión al usar un activador con 4%Na₂O y $M_s = 1.4$

%Na ₂ O-Ms	Long FC	%FC	R _{f,7d} (MPa)	R _{f,28d} (MPa)	R _{c,7d} (MPa)	R _{c,28d} (MPa)
4%-1,4	3 mm	0	3,4 ± 0,4	5,7 ± 0,4	53,5 ± 1,6	61,3 ± 4,0
4%-1,4	3 mm	0,2	5,0	5,6 ± 0,7	54,0 ± 3,6	70,5 ± 2,0
4%-1,4	3 mm	0,5	10,6 ± 3,8	6,6 ± 2,2	62,9 ± 0,8	73,1 ± 4,2
4%-1,4	3 mm	1	17,6 ± 2,5	16,8 ± 1,2	60,8 ± 0,9	67,2 ± 3,1
4%-1,4	12 mm	0,2	3,5 ± 0,5	4,5 ± 0,6	47,6 ± 2,6	54,5 ± 3,2
4%-1,4	12 mm	0,5	9,2 ± 1,0	8,4 ± 0,7	52,9 ± 2,3	57,7 ± 4,9
4%-1,4	12 mm	1	11,8 ± 4,6	15,6 ± 3,4	53,8 ± 2,7	63,0 ± 3,8

Tabla 3
Resultados de ensayos de flexión y compresión al usar un activador con 5%Na₂O y $M_s = 1$

%Na ₂ O-Ms	Long FC	%FC	R _{f,7d} (MPa)	R _{f,28d} (MPa)	R _{c,7d} (MPa)	R _{c,28d} (MPa)
5%-1,0	3 mm	0	2,7 ± 0,6	3,6 ± 0,8	52,4 ± 2,4	65,7 ± 2,9
5%-1,0	3 mm	0,2	4,3 ± 0,5	5,9 ± 1,7	57,2 ± 2,8	63,2 ± 2,8
5%-1,0	3 mm	0,5	9,4 ± 0,9	8,9 ± 2,5	62,0 ± 2,9	65,4 ± 6,6
5%-1,0	3 mm	1	17,8 ± 4,2	18,2 ± 1,6	58,7 ± 2,7	67,2 ± 2,0
5%-1,0	12 mm	0,2	4,2 ± 0,7	4,6 ± 1,1	46,1 ± 1,7	53,6 ± 1,2
5%-1,0	12 mm	0,5	9,3 ± 1,8	9,2 ± 4,0	51,4 ± 2,7	54,1 ± 3,5
5%-1,0	12 mm	1	12,9 ± 1,6	12,4 ± 1,18	48,8 ± 1,7	57,3 ± 1,8

3. Caracterización mecánica

En primer lugar se analizarán los resultados más importantes de la campaña de ensayos mecánicos sobre las pastas de escoria activada alcalinamente (EAA) con adición, o no, de fibras de carbono (FC). Los resultados completos de los dos estudios realizados pueden consultarse en [3].

3.1. Propiedades mecánicas

En primer lugar, se realizó el estudio de pastas de EAA sin refuerzo de FC para determinar la dosificación que posteriormente se emplearía para las EAA con adición de FC. De todas las dosificaciones preparadas no se pudieron ensayar correctamente dos de ellas. En el caso del activador con 3%*a*₂ y módulo *s* = 1, la mezcla no consiguió fraguar lo suficiente para ser ensayada. Mientras que en el caso opuesto, es decir, utilizando una disolución con 5%*a*₂ y módulo *s* = 1,4, el tiempo de fraguado se redujo de forma que solo pudo llegar a obtenerse una muestra ensayable. Se consideró innecesaria la repetición de esta última dosificación, al quedar descartada para su uso conjunto con FC debido a su pobre trabajabilidad, que se vería incluso empeorada por la adición de FC [12]. Un incremento en el contenido de *a*₂, o en el módulo *s*, de la disolución activadora se reflejaba en mayores resistencias a compresión, con incrementos a 28 días del 116% entre dosificaciones diferentes. Para las pastas curadas en ambiente saturado durante 28 días la resistencia a compresión varió entre 41,28 MPa, para la disolución menos saturada, y 89,11 MPa si se empleaba una disolución con 5%*a*₂ y módulo *s* = 1,4. Las tendencias observadas son similares a las principales conclusiones vistas en otros estudios existentes [2,4].

El segundo estudio se centra en las pastas con adición de FC, y en este caso fijándose dos dosificaciones de activador de las ensayadas anteriormente. Las disoluciones elegidas presentaban

pastas con similar resistencia a compresión, manteniendo una trabajabilidad adecuada para poder incluir FC, pero con diferente comportamiento en su retracción por secado, como se detallará posteriormente. Las tablas 2 y 3 incluyen los valores medios y dispersiones estándar de las resistencias a flexión y compresión, para dos de las fibras empleadas, de 3 y 12 mm de longitud (los resultados completos pueden encontrarse en [3]). Lógicamente, la resistencia a flexión se vio mejorada notablemente al incluir FC en el material (al igual que en pastas de cemento Portland [12]), a 28 días de edad aumentó de 3,6 MPa hasta 18,2 MPa. Los valores obtenidos para la misma dosificación de fibras de distinta longitud fueron similares, salvo para adiciones elevadas (1% de la masa de escoria), en las que pudieron aparecer problemas de mezclado de las fibras de mayor longitud [12]. En las fibras más esbeltas es más probable la formación de aglomeraciones de fibras, con la consecuente pérdida de efectividad del refuerzo, y registrándose menores resistencias a flexión.

Observando los resultados de resistencias a compresión, fueron casi siempre mayores los valores obtenidos con el activador de menor %*a*₂ (4%) y mayor módulo *s*(1,4). Las variaciones de resistencia estuvieron entre aumentos hasta del 19%, para FC de 3 mm, pero con reducciones de hasta el 18% para FC de 12 mm. Este efecto de la adición de FC sobre la resistencia a compresión fue ligeramente diferente al observado en otros trabajos con cemento Portland, en los que se registraba un aumento sistemático de resistencia para cantidades crecientes de FC [12]. La diferencia de trabajabilidad, y por ende una peor dispersión de las fibras, puede ser la razón de esta diferencia de comportamiento.

3.2. Retracción

La metodología de ensayo incluida en la norma UNE 80112:1989 EX fija las condiciones de conservación para la medida de la retracción por secado en 20 °C y un 50%HR. El

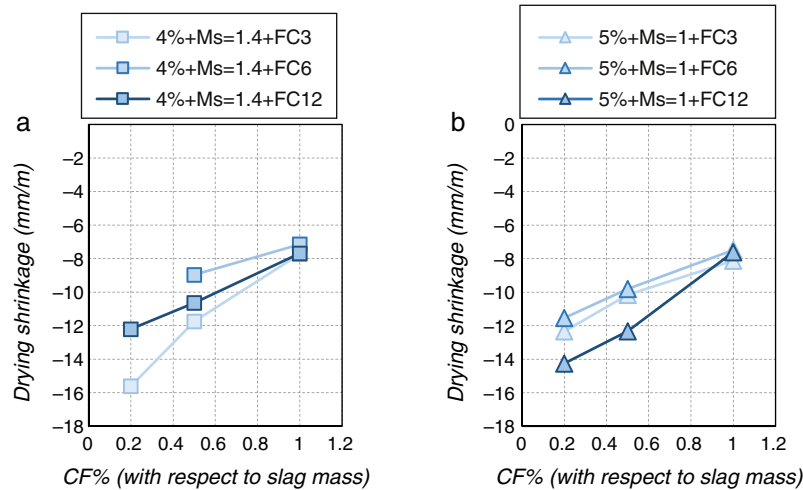


Figura 2. Retracción máxima a 20 °C y 50%HR para pastas reforzadas con FC.

principal problema de los compuestos de EAA es su retracción por secado, y al no haber empleado ningún reductor de retracción en las mezclas, las muestras sin FC mostraron una retracción muy grande, que partió todas las probetas ensayadas. Por este motivo, en la [figura 2](#) solo se incluyen los valores de la retracción máxima por secado alcanzadas en las dosificaciones con adición de FC. En este caso se puede observar fácilmente el efecto beneficioso del refuerzo con FC, reduciéndose a prácticamente la mitad la retracción de los compuestos ensayados. La tendencia para cualquier longitud de fibra ensayada es prácticamente lineal respecto a la cantidad de fibra incluida. Para un mismo porcentaje de FC no se observa la misma tendencia entre las dos dosificaciones ensayadas al variar la longitud de la fibra. Aunque si la adición es suficientemente elevada (p. ej., 1% de la masa de escoria), prácticamente todas las muestras presentan similar retracción, independientemente del tipo de fibra o disolución activadora empleados. En cualquier caso, los valores registrados están por encima de sus equivalentes empleando cemento Portland [6].

El segundo estudio de retracción realizado fijó las condiciones de conservación a 20 °C y 100%HR, con el fin de comparar muestras que no incluyesen FC con el resto de las dosificaciones que sí fueron reforzadas. En las probetas sin FC se observó que un aumento en cualquiera de los parámetros que definen el activador ($\%a_2$ y s) se reflejó en un aumento de la retracción, especialmente el contenido en óxido de sodio [3]. Los valores medidos, entre -2 mm/m y -4 mm/m son similares a los de algún estudio previo [18]. Respecto a las dosificaciones con fibras, la [figura 3](#) incluye los resultados para las series con FC3. En todos los casos las probetas con FC presentaron menor retracción que su equivalente sin FC. En estas condiciones no se observó la relación lineal entre cantidad de FC y retracción por secado del estudio anterior. De hecho, los mejores resultados se registraron para muestras con solo 0,2% FC3 (respecto de la masa de escoria), disminuyéndose la retracción a $-1,5$ mm/m, la mitad que sin FC3. Únicamente en algunos casos con FC12 se registraron incluso aumentos en la retracción del compuesto, probablemente por los problemas de amasado y dispersión de la FC comentados anteriormente.

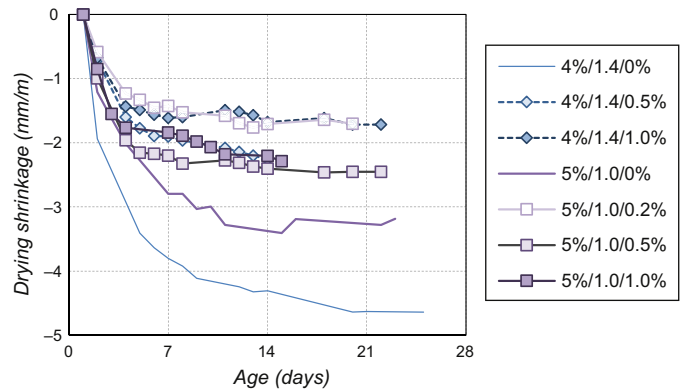


Figura 3. Evolución de la retracción por secado a 20 °C y 100%HR, en pastas reforzadas con FC3.

4. Percepción de deformación

El principal objetivo del presente trabajo era profundizar en la influencia de las condiciones de humedad de las pastas de escoria activada alcalinamente (EAA) con fibras de carbono (FC) en su capacidad para percibir su propia deformación, ya estudiado en [16]. Sin embargo, se detectó una influencia de la humedad diferente a lo visto en cementos Portland; por ello, en este estudio, una vez acabado el periodo de curado, se procedió al secado progresivo de las muestras, repitiendo los ensayos de percepción para cada nivel de saturación. Para una posible aplicación real de estos sensores en estructuras sería necesario establecer un protocolo de secado y estabilización del material [19], tras el cual se impermeabilizaría la muestra fijando el grado de saturación óptimo determinado para cada dosificación. La [figura 4](#) recoge algunas de las curvas de deformación y resistividad para cada grado de saturación (GS) conseguido. A primera vista, la respuesta del material mejora al reducir el contenido de humedad (GS = 75%). A GS superiores la correlación entre deformación y resistividad es muy mala ([fig. 4b](#)). Para GS inferiores al 46%, la respuesta del material sigue siendo proporcional, pero deja de ser lineal.

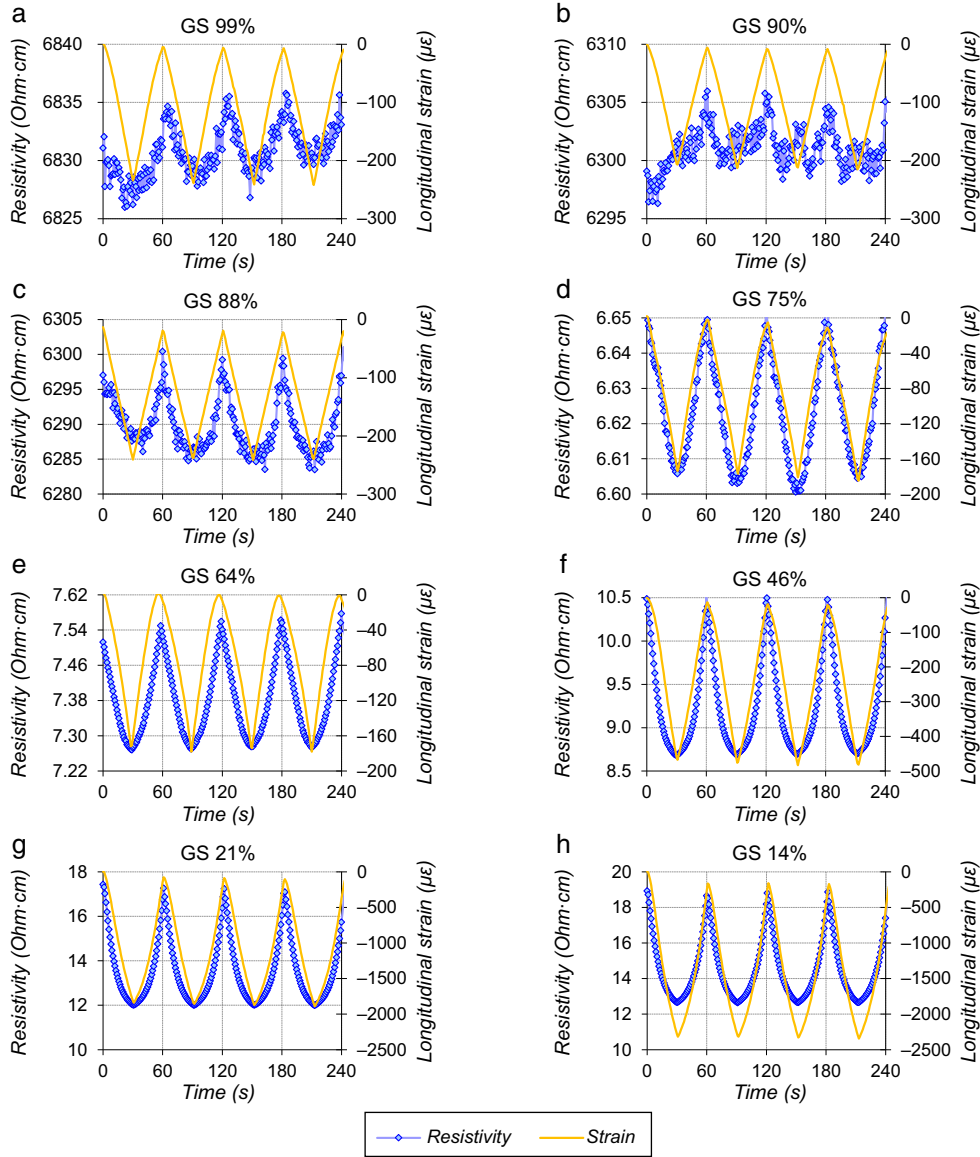


Figura 4. Resistividad y deformación unitaria para EAA con 0,5%FC6 y distintos grados de saturación (GS).

Si en vez de la evolución temporal se representan las curvas de variación unitaria de resistencia eléctrica frente a la deformación longitudinal, se pueden comparar más fácilmente los distintos GS. Para un mejor contraste, se han representado

tres escalas diferentes debido a las grandes diferencias entre series. La sensibilidad del material se caracteriza por el factor de galga, que se corresponde con la pendiente de las curvas de la figura 5. Los valores del factor de galga, junto con los

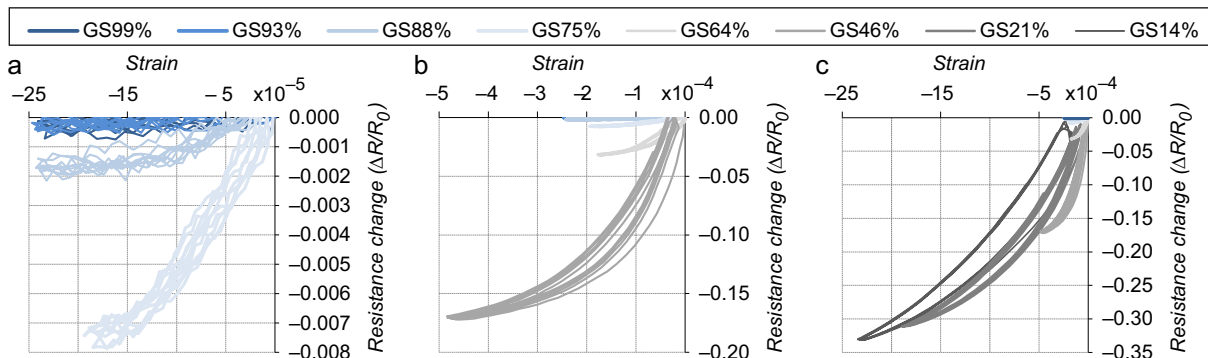


Figura 5. Curvas deformación-variación unitaria de resistencia para diferente grado de saturación.

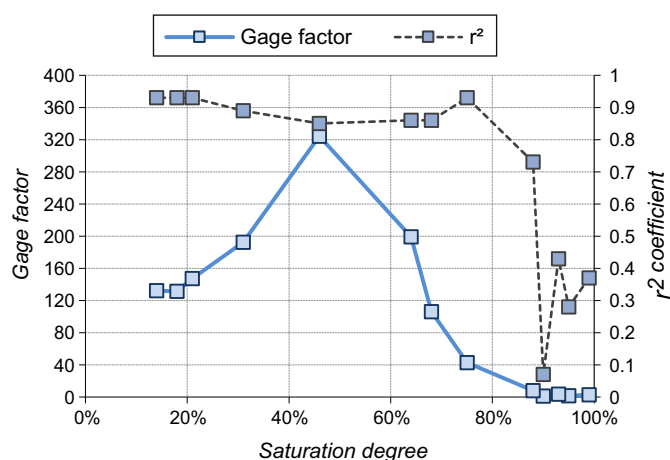


Figura 6. Factor de galga y coeficiente r^2 en función del grado de saturación de pastas de escoria activada alcalinamente, y reforzada con un 0,5% (en masa de escoria) de FC de 6 mm de longitud.

coeficientes de ajuste r^2 , se han representado en la figura 6. El primer cambio de comportamiento del material se registra para un GS del 75%, como se ve por el aumento grande de la pendiente en la figura 4a. Al seguir secando el material el factor de galga sigue aumentando, hasta llegar a un máximo para un GS del 46% (fig. 5b). A partir de dicha saturación óptima, un mayor secado se tradujo en una menor sensibilidad del material (fig. 6).

Por otra parte, el ciclo de carga y descarga empieza a mostrar cierta histéresis (fig. 5c), que en estudios previos (en los que se llevaron hasta rotura pastas de cemento Portland reforzadas con FC y nanofibras de carbono) se relacionó con el nivel de daño interno sufrido por el compuesto [12,13]. De hecho, todos los ensayos se realizaron a una tensión máxima constante, por lo que los aumentos del rango de las deformaciones, aproximadamente un orden de magnitud entre la figura 5a y 5c, se deben relacionar con una pérdida de rigidez del material debida a una fisuración por el proceso de secado. Por lo tanto, sería interesante valorar la posibilidad de reducir el contenido de humedad del material sin necesidad de introducirlo en estufa, a fin de evitar estos daños.

5. Conclusiones

Se prepararon pastas de escorias de alto horno activadas alcalinamente con adición de fibras de carbono para estudiar su posible aplicación como sensor de deformación. En primer lugar, se ha comprobado el aumento de resistencias mecánicas que se puede obtener con una adición de fibras de carbono con distintas longitudes y porcentajes. Asimismo, las fibras son capaces de controlar el nivel de retracción por secado sufrido por el material, incluso en ambiente con humedad relativa del 50% y sin necesidad de aditivos reductores de retracción. Se ha comprobado que el grado de saturación del material influye decisivamente en la sensibilidad del material a su propia de formación, siendo un grado de saturación del 46% las condiciones óptimas observadas en este estudio. En cualquier caso, es necesario corroborar que los posibles daños por efecto del secado

de las muestras no son los responsables de dichos cambios de sensibilidad.

Agradecimientos

Los autores quieren agradecer a la Comunitat Valenciana su financiación para la presente investigación, PROMETEO 2013/035. Además, se quiere reconocer la ayuda de la Ingeniería Técnica de Obras Públicas Rosa García en el desarrollo de los ensayos de caracterización en el laboratorio.

Bibliografía

- [1] S. Bernal, R. de Gutierrez, S. Delvasto, E. Rodriguez, Performance of an alkali-activated slag concrete reinforced with steel fibers, *Constr. Build. Mater.* 24 (2010) 208–214, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.10.027>.
- [2] A.M. Rashad, A comprehensive overview about the influence of different additives on the properties of alkali-activated slag — A guide for Civil Engineer, *Constr. Build. Mater.* 47 (2013) 29–55, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.04.011>.
- [3] J.L. Vilaplana, F.J. Baeza, O. Galao, E.G. Alcocel, E. Zornoza, P. Garcés, Mechanical properties of alkali activated blast furnace slag pastes reinforced with carbon fibers, *Constr. Build. Mater.* 116 (2016) 63–71, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.04.066>.
- [4] F. Puertas, T. Amat, A. Fernández-Jiménez, T. Vázquez, Mechanical and durable behaviour of alkaline cement mortars reinforced with polypropylene fibres, *Cem. Concr. Res.* 33 (2003) 2031–2036, [http://dx.doi.org/10.1016/S0008-8846\(03\)00222-9](http://dx.doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00222-9).
- [5] M. Palacios, F. Puertas, Effect of shrinkage-reducing admixtures on the properties of alkali-activated slag mortars and pastes, *Cem. Concr. Res.* 37 (2007) 691–702, <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.11.021>.
- [6] J.S. Alcaide, E.G. Alcocel, F. Puertas, R. Lapuente, P. Garcés, Carbon fibre-reinforced, alkali activated slag mortars, *Mater. Construcción.* 57 (2007) 33–48, <http://materconstrucc.revistas.csic.es/index.php/materconstrucc/article/view/63/76>.
- [7] B. Del Moral, Ó. Galao, C. Antón, M.A. Climent, P. Garcés, Viabilidad de utilización de una pasta de cemento con nanofibras de carbono como ánodo en la extracción electroquímica de cloruros en hormigón, *Mater. Construcción.* 63 (2013) 39–48, <http://dx.doi.org/10.3989/mc.2012.03111>.
- [8] J. Carmona, P. Garcés, M.A. Climent, Efficiency of a conductive cement-based anodic system for the application of cathodic protection, cathodic prevention and electrochemical chloride extraction to control corrosion in reinforced concrete structures, *Corros. Sci.* 96 (2015) 102–111, <http://dx.doi.org/10.1016/j.corsci.2015.04.012>.
- [9] O. Galao, L. Bañón, F. Baeza, J. Carmona, P. Garcés, J.F. Baeza, et al., Highly conductive carbon fiber reinforced concrete for icing prevention and curing, *Materials (Basel)*. 9 (2016) 281, <http://dx.doi.org/10.3390/ma9040281>.
- [10] O. Galao, F.J. Baeza, E. Zornoza, P. Garcés, Self-heating function of carbon nanofiber cement pastes, *Mater. Construcción.* 64 (2014) e015, <http://dx.doi.org/10.3989/mc.2014.01713>.
- [11] F.J. Baeza, E. Zornoza, L.G. Andión, S. Ivorra, P. Garcés, Variables affecting strain sensing function in cementitious composites with carbon fibers, *Comput. Concr.* 8 (2011) 229–241.
- [12] F.J. Baeza, O. Galao, E. Zornoza, P. Garcés, Effect of aspect ratio on strain sensing capacity of carbon fiber reinforced cement composites, *Mater. Des.* 51 (2013) 1085–1094, <http://dx.doi.org/10.1016/j.matdes.2013.05.010>.
- [13] O. Galao, F.J. Baeza, E. Zornoza, P. Garcés, Strain and damage sensing properties on multifunctional cement composites with CNF admixture, *Cem. Concr. Compos.* 46 (2014) 90–98, <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.11.009>.
- [14] F.J. Baeza, O. Galao, E. Zornoza, P. Garcés, Multifunctional cement composites strain and damage sensors applied on reinforced concrete (RC) structural elements, *Materials (Basel)*. 6 (2013) 841–855, <http://dx.doi.org/10.3390/ma6030841>.

- [15] C. Camacho-Ballesta, E. Zornoza, P. Garcés, Performance of cement-based sensors with CNT for strain sensing, *Adv. Cem. Res.* 28 (2016) 274–284, <http://dx.doi.org/10.1680/adcr.14.00120>.
- [16] J.L. Vilaplana, F.J. Baeza, O. Galao, E. Zornoza, P. Garcés, Self-sensing properties of alkali activated blast furnace slag (BFS) composites reinforced with carbon fibers, *Materials (Basel)*. 6 (2013) 4776–4786, <http://dx.doi.org/10.3390/ma6104776>.
- [17] F.J. Baeza, *Función de percepción de la deformación en matrices cementicias conductoras mediante adición de fibras de carbono*, Universidad de Alicante, 2011.
- [18] D. Krizan, B. Zivanovic, Effects of dosage and modulus of water glass on early hydration of alkali-slag cements, *Cem. Concr. Res.* 32 (2002) 1181–1188, [http://dx.doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00717-7](http://dx.doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00717-7).
- [19] C. Antón, M.A. Climent, G. de Vera, I. Sánchez, C. Andrade, An improved procedure for obtaining and maintaining well characterized partial water saturation states on concrete samples to be used for mass transport tests, *Mater. Struct.* 46 (2012) 1389–1400, <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-012-9981-4>.



Puentes mixtos continuos de ferrocarril en zona sísmica en el norte de Argelia

Continuous railway composite bridges in a seismic zone in Northern Algeria

Diego Cobo del Arco^{a,*}, Ingrid Raventós Dudous^b y Steffen Mohr^c

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, TEC-CUATRO, Jefe de Proyectos. Socio, Barcelona, España

^b Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos, TEC-CUATRO, Jefe de Proyectos, Socia, Barcelona, España

^c Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, TEC-CUATRO, Ingeniero de Proyectos, Barcelona, España

Recibido el 7 de abril de 2017; aceptado el 28 de abril de 2017

Disponible en Internet el 20 de junio de 2017

Resumen

El proyecto de puentes de ferrocarril continuos en zona sísmica es complejo, puesto que los criterios de interacción vía-estructura requieren esquemas estructurales muy rígidos en la dirección longitudinal, lo que genera en situación sísmica esfuerzos muy grandes en los puntos fijos y dimensionamientos de la subestructura poco económicos. La utilización conjunta de un tablero mixto (para reducir la masa) y de aislamiento sísmico (mediante aparatos de acero de tipo elastoplástico) ha permitido construir de manera competitiva 3 viaductos ferroviarios en el norte de Argelia adaptándose a los requisitos impuestos por la administración ferroviaria argelina.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Puentes mixtos; Ferrocarril; Vía-estructura; Aislamiento sísmico

Abstract

The design of continuous railway bridges in an active seismic zone is complex, due to rail-structure interaction criteria that require very rigid structural systems in the longitudinal direction. This generates large seismic forces at the fixed points and usually results in an uneconomical substructure design. The use of a composite deck (in order to reduce the mass), together with seismic isolation (using steel devices with elastic-plastic properties) has permitted the construction of 3 railway viaducts in Northern Algeria, adapting them to the requirements imposed by the Algerian railway administration.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Composite bridge; Railway; Rail-structure interaction; Seismic isolation

1. Introducción

El viaducto tipo preferido por muchas administraciones ferroviarias es el que está constituido por una sucesión de tramos isostáticos, pues verificando adecuadamente los criterios de interacción vía estructura definidos en [1] se puede evitar disponer

juntas de dilatación de vía, lo que permite mejorar el confort de la circulación ferroviaria y minimizar los trabajos de mantenimiento. En algunos casos, estas administraciones aceptan construir viaductos continuos solo si la longitud dilatante es inferior a 450 m y en consecuencia se dispone una única junta de dilatación de vía pequeña (recorrido ± 150 mm) en el extremo móvil. En estos casos, los viaductos tienen que ser longitudinalmente muy rígidos (bajo fuerzas de frenado y aceleración se tienen que desplazar típicamente menos de 4-5 mm), por lo que, en zonas de importante actividad sísmica, este esquema

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: dcobo@tec-4.es (D. Cobo del Arco).

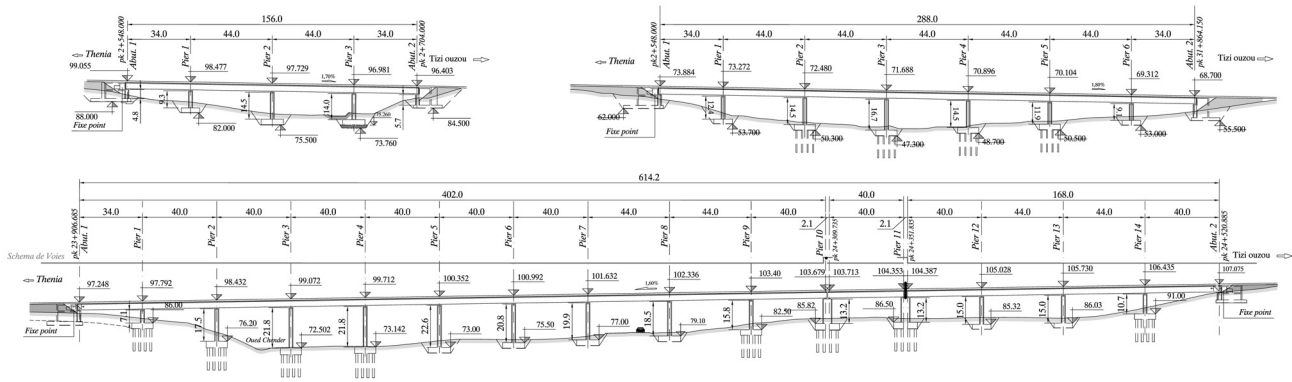


Figura 1. Esquema longitudinal de los 3 viaductos.

estructural genera enormes fuerzas horizontales en el punto fijo, normalmente el estribo. Por ejemplo, para un viaducto típico de 150 m de longitud, con masa del tablero entre 30-40 t/m y con 0,40 g de aceleración base, la fuerza horizontal longitudinal en el estribo puede estar fácilmente entre 45.000-60.000 kN. Estas enormes fuerzas horizontales condicionan seriamente el dimensionamiento de puentes ferroviarios continuos en zona sísmica.

En los últimos años los autores han proyectado diferentes puentes ferroviarios continuos en el norte de Argelia, en zonas de actividad sísmica notable. Las estructuras que se describen en el presente artículo corresponden al proyecto de modernización de la Línea Ferroviaria Thenia-Tizi Ouzou y han sido ejecutadas por la empresa argelina E.T.R.H.B Groupe Haddad. Los viaductos se proyectaron con tablero mixto, para alcanzar un compromiso entre coste y masa. Para reducir las fuerzas sísmicas horizontales transversales en pilas y estribos se utilizaron de manera extensiva aparatos histeréticos de acero, con un comportamiento elastoplástico, con el objetivo de aislar sísmicamente el tablero controlando las fuerzas transferidas entre el mismo y la subestructura.

2. Descripción general de los viaductos

2.1. Dimensiones generales

Se han proyectado tres viaductos de longitudes 156, 288 y 614 m (fig. 1), este último compuesto por dos tramos de 402 y 168 m con un vano inerte intermedio de 40 m. Están formados por vanos tipo de 44-40 m (34 m en vanos extremos) y con tablero mixto formado por 2 vigas longitudinales de acero de 3.000 mm de canto con losa de hormigón de 11,50 m de ancho y espesor medio de 320 mm (fig. 2). La losa se hormigonó sobre prelasas prefabricadas autoportantes de 90 mm de espesor y 11,50 m de ancho que incorporaban parte del armado transversal del tablero. Entre las vigas longitudinales se dispusieron diafragmas transversales con separación típica de 4.750 mm. En el plano inferior se dispuso una celosía metálica, en forma de diamante, para cerrar el circuito de torsión, permitiendo reducir la distorsión del tablero y verificar las condiciones de alabeo bajo tráfico ferroviario. Sobre ese plano inferior se dispuso, adicionalmente, una religa para permitir la inspección y el mantenimiento futuros del tablero.

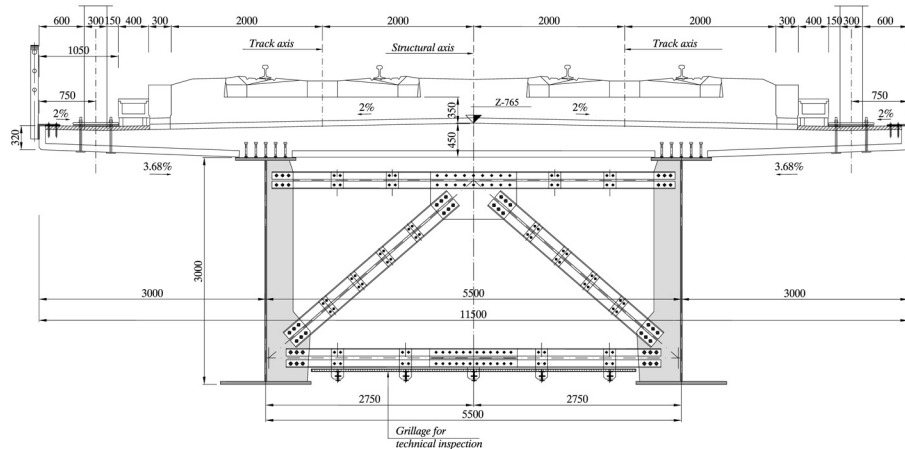


Figura 2. Sección tipo.

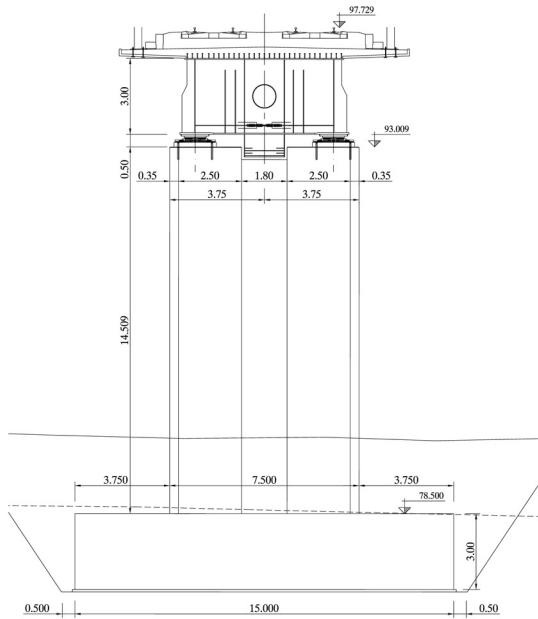


Figura 3. Alzado de pila.

La altura máxima de las pilas es de 22 m. Las pilas se proyectaron como pseudorrectangulares con sección maciza de dimensiones externas 7.500 · 2.200 mm (figs. 3 y 4). Las cimentaciones fueron superficiales o profundas, dependiendo de las particularidades del terreno en cada zona. Se utilizaron apoyos esféricos multidireccionales, dimensionados para fuerzas últimas de hasta 24.000 kN, para transferir a las pilas las cargas verticales del tablero.

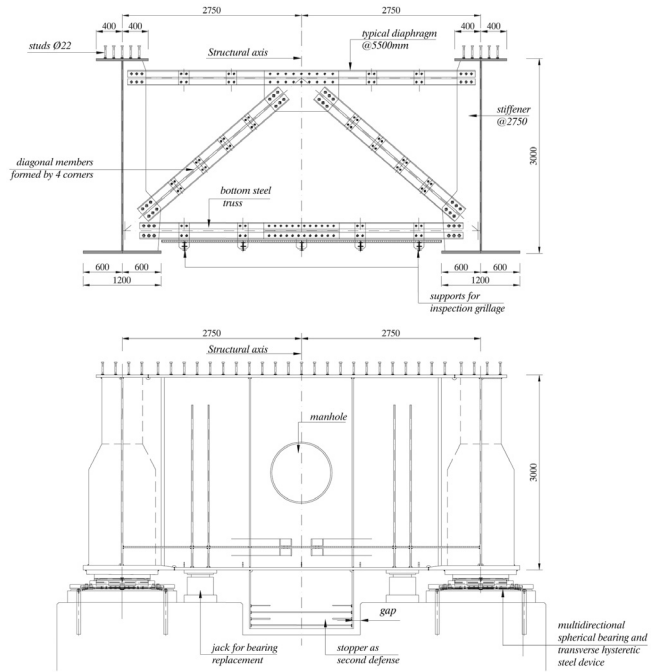


Figura 5. Secciones metálicas tipo.

3. Proyecto y construcción

El proyecto de los puentes se realizó de acuerdo con los Eurocódigos para el modelo de carga UIC71 con parámetro $\alpha = 1,1$ [2]. El acero estructural utilizado para el tablero fue S355J2+N para espesores ≤ 40 mm y S355K2+N para espesores superiores. La protección anticorrosión se consiguió mediante un sistema de pintura con un mínimo de 200 micras formado por un sistema homologado para alta durabilidad en ambiente C3, de acuerdo con [3]. Los espesores de las chapas de las alas inferiores variaron entre 40 y 70 mm. Los espesores de almas, entre 20 y 25 mm. El espesor del ala superior fue en general de 40 mm. Los detalles (fig. 5) se concibieron para minimizar los problemas de fatiga, estado límite que fue generalmente condicionante para el dimensionamiento. El peso total de acero estructural, incluyendo la pasarela de mantenimiento, es de 3.600 kg/ml.

El hormigón del tablero fue C35/45. El ancho de fisura se limitó a 0,2 mm para la combinación frecuente de acciones.

La producción de la estructura metálica se efectuó en Italia (taller BIT), de acuerdo con [4] y para una clase de ejecución EXC4. La longitud máxima realizada en taller fue de 11,7 m para facilitar el transporte en contenedores hasta destino. En obra las vigas longitudinales se ensamblaron mediante soldaduras con penetración completa, controlándose las soldaduras al 100% mediante ultrasonidos. Todas las uniones con los diafragmas transversales y con la celosía inferior se realizaron mediante tornillos pretensados (método combinado) de calidad 10.9.

El tablero se construyó mediante empuje (SPIC-Procom). El empuje incluyó las prelasas prefabricadas excepto en los 40 m iniciales y la zona de las pilas, que se colocaron posteriormente mediante grúas. Los empujes de los viaductos PK2 (156 m) y PK31 (288 m) se realizaron desde un estribo con medios convencionales para empujes de tableros mixtos (fig. 6). En el

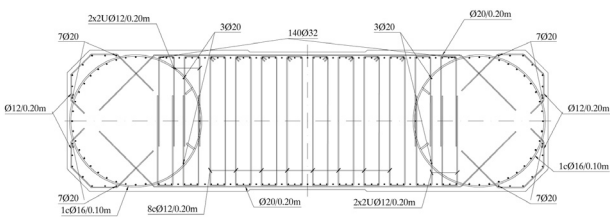


Figura 4. Detalles de armado en pila tipo.



Figura 6. PK 31 durante el empuje.

Pk24 (614 m) se empujaron primero 335 m del tablero desde el estribo 1. La segunda parte del empuje se realizó desde el estribo 2 con una longitud de 279 m (fig. 7). En este empuje se juntaron las siguientes 3 partes del tablero con uniones provisionales (fig. 8):

- 67,8 m del tramo uno que se juntaba luego con los 335 m del tablero del primer empuje.
- 40 m de un vano isostático que es el tramo 2 del tablero para controlar la longitud de dilatación del tablero.
- 168 m del tercer y último tramo del tablero.

Una vez finalizado el empuje, se soldaron las dos partes del tramo 1 y se abrieron las uniones provisionales entre las tres partes del segundo empuje.

Después del empuje, el tablero se descendió a la cota definitiva, se dispuso sobre los apoyos esféricos y se hormigonó la losa sobre las prelasas prefabricadas. Para disminuir los esfuerzos sobre la losa en las secciones de negativos y minimizar la aparición de fisuras en el hormigón en edades tempranas, la



Figura 7. PK 24 empuje uno acabado y realizando empuje 2.



Figura 8. Unión provisional del tablero para el empuje entre tramo 2 y 3.

secuencia de hormigonado comenzó siempre en el cuarto de la luz, avanzando hacia las secciones de pilas más alejadas.

Las dimensiones de las cimentaciones y el armado de las pilas están condicionadas por las acciones sísmicas. Aunque, debido al aislamiento sísmico del tablero, se pueden utilizar reglas de ductilidad limitada, todos los detalles de armado se concibieron para que la respuesta hipotética de las pilas fuera dúctil (fig. 4).

El estribo actúa como punto fijo, resistiendo fuerzas horizontales muy altas (ver más adelante). El estado límite de deslizamiento bajo la combinación sísmica condicionó sus dimensiones.

4. Funcionalidad ferroviaria

Los dos viaductos cortos están longitudinalmente fijos a uno de los estribos mediante elementos elastoplásticos formados por una combinación de piezas de acero en forma de C. La rigidez elástica del conjunto se definió para verificar las estrictas condiciones de [1]. Dado que la rigidez de las piezas en C no era suficiente para verificar los límites de desplazamientos horizontales del tablero bajo fuerzas de frenado, el sistema se complementó con elementos fusibles que rompen en cortadura para una fuerza determinada. Esto permitió finalmente diseñar el carril de manera continua en el estribo fijo y con una junta de dilatación (± 150 mm) en el extremo móvil. Las acciones de frenado y aceleración en estado límite último se resisten enteramente mediante las piezas en C.

El viaducto de 614 m tiene un vano inerte de 40 m que divide el puente en dos tramos continuos fijos a cada estribo ($402 + 40 + 168$) mediante elementos elastoplásticos. El carril es continuo sobre cada uno de los estribos, disponiéndose dos juntas de dilatación de vía sobre las pilas 9 y 10. El vano isostático de 40 m está apoyado en 4 neoprenos armados rectangulares SI-H 1000/700/75 de alto amortiguamiento (HDR según [5]). Las pilas 9 y 10 son huecas, con dimensiones externas de $7.500 \cdot 5.000$ mm, con el objetivo de tener una mayor rigidez horizontal para controlar los desplazamientos horizontales del vano inerte bajo el frenado.

Bajo acciones de servicio, el tablero está transversalmente fijo en todas las pilas y en los estribos.

5. Concepción sísmica

5.1. Comportamiento longitudinal

Los viaductos están situados en zonas sísmicas con aceleración base, de acuerdo con la normativa argelina entre 0,25 g y 0,40 g, correspondiente a viaductos de tipo estratégico. Para reducir las fuerzas horizontales longitudinales en los estribos, los aparatos histeréticos, formados por combinaciones de piezas en forma de C, plastifican entrando en el rango plástico para acciones correspondientes al sismo de diseño. El proceso de dimensionamiento fue el siguiente:

- Determinar la rigidez horizontal necesaria por cuestiones de funcionalidad ferroviaria (e.g., bajo acciones de frenado y aceleración el desplazamiento horizontal longitudinal debe ser inferior a 5 mm).
- Determinar el período de vibración longitudinal para el viaducto asumiendo comportamiento elástico.
- Determinar la mínima fuerza de plastificación de los aparatos de conexión, pues estos deben permanecer en el rango esencialmente elástico bajo la acción sísmica frecuente (limitación de daños).
- Verificar si la fuerza mínima de plastificación elegida es mayor que las fuerzas «mayoradas» de frenado y aceleración (en ELU).
- Asumir que el aparato plastificará bajo la acción del sismo de diseño y determinar cuál será el máximo desplazamiento.

El proceso de dimensionamiento se ilustra mejor con un ejemplo, utilizando un modelo simplificado de un grado de libertad. Para el puente de 156 m de longitud las fuerzas horizontales de frenado y aceleración, de acuerdo con el modelo de carga de los eurocódigos, son:

$$F = 1.1 \cdot 156 \cdot 20 + 1000 = 4432kN \tag{1}$$

La rigidez horizontal requerida por cuestiones de funcionalidad ferroviaria está en el entorno de:

$$K \approx \frac{4432}{0.005} \approx 900000kN/m \tag{2}$$

Asumiendo una masa por unidad de longitud de 30 t/m, el valor aproximado del primer período de vibración longitudinal es:

$$T = 2\pi \sqrt{m/k} = 2\pi \sqrt{4680/1000000} = 0.45s \tag{3}$$

Por lo tanto, de acuerdo con el espectro elástico de respuesta para el suelo para el sismo «frecuente» (fig. 9), la mínima fuerza de plastificación de los elementos de conexión con el estribo debería ser:

$$F_y > 4680 \cdot 2.9 = 13500kN \tag{4}$$

Este valor es mayor que la fuerza «mayorada» de frenado.

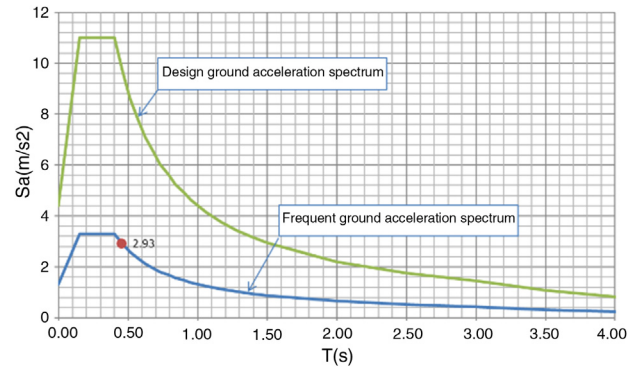


Figura 9. Espectros elásticos en aceleraciones.

Ahora, asumiendo que el aparato entrará en el rango plástico bajo la máxima demanda sísmica, el valor del máximo desplazamiento esperable d se puede expresar como función del período de vibración:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_e}} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{F_y/d}} \Rightarrow d = \frac{F_y T^2}{4\pi^2 m} \tag{5}$$

La ecuación (5) utiliza el concepto de rigidez efectiva K_e , definida en el punto de máximo desplazamiento como la fuerza de plastificación dividida por ese desplazamiento.

Finalmente, el espectro de diseño en aceleraciones (S_a) se puede transformar en espectro en desplazamientos (S_d):

$$S_d(T) = \frac{S_a(T) \cdot T^2}{4\pi^2} \sqrt{\frac{7}{2 + \eta}} \tag{6}$$

en donde se han incorporado los efectos del nivel de amortiguamiento (η).

En la figura 10 se muestran ambas ecuaciones gráficamente, utilizando un valor típico del 20% para el amortiguamiento. En el punto de intersección de ambas gráficas determinamos el valor del máximo desplazamiento esperable, $d = 55$ mm. De acuerdo con [5] y [6], se debe aplicar un factor de seguridad de 1,50 sobre este desplazamiento, por lo tanto, en nuestro caso los aparatos elastoplásticos longitudinales se predimensionaron para una fuerza de plastificación $F_y = 13.500$ kN, requiriéndose un mínimo desplazamiento último de 85 mm.

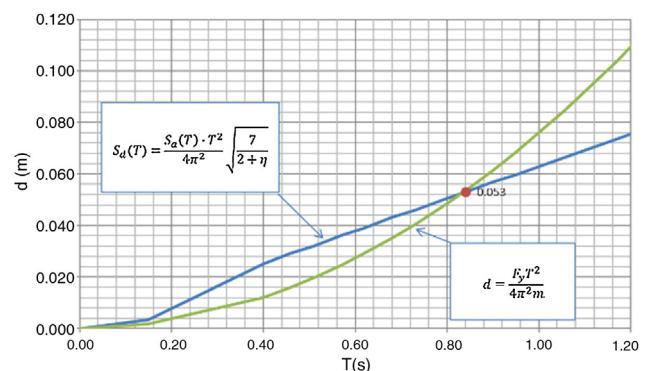


Figura 10. Determinación del máximo desplazamiento esperable.

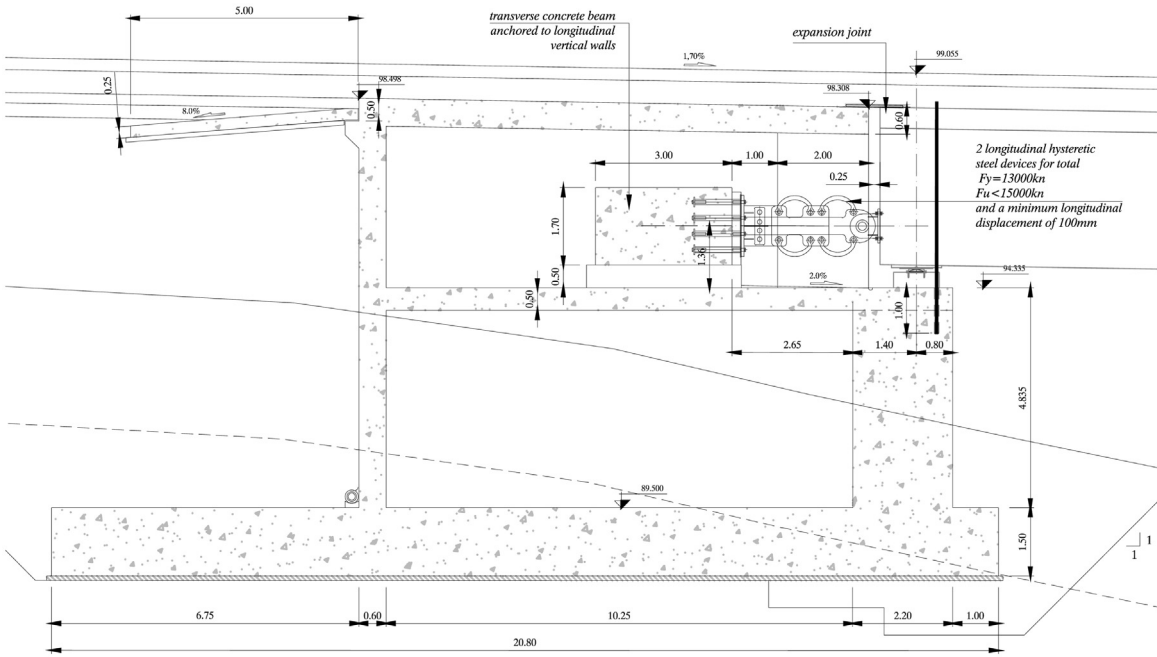


Figura 11. Aparatos elastoplásticos en estribos.



Figura 12. Imágenes de los aparatos elastoplásticos en estribos y pilas.



Figura 13. Vistas generales de los viaductos.

En realidad, los aparatos elastoplásticos se dimensionaron utilizando un análisis multimodal con rigideces efectivas (de acuerdo con [6]) y luego se verificaron mediante el uso de acelerogramas sintéticos e integración no lineal en el tiempo. Estos análisis detallados mostraron un muy buen acuerdo con el método simplificado de un grado de libertad descrito anteriormente.

Finalmente, los aparatos elastoplásticos longitudinales se especificaron para cumplir las siguientes condiciones: una rigidez mínima elástica determinada, una fuerza de plastificación F_y por encima de 13.000 kN, una fuerza última por debajo de 15.000 kN y un desplazamiento mínimo último (requerido en ensayos) de 100 mm para los puentes cortos y de 150 mm para el viaducto largo. Los aparatos elastoplásticos se compusieron finalmente por 2 grupos de piezas en C, instalados en los estribos fijos contra una gran viga de hormigón armado y atornillados a las vigas longitudinales del tablero a nivel de centro de gravedad del mismo (fig. 11). Se fabricaron por F.I.P Industrial y se ensayaron de acuerdo con [5] (fig. 12).

5.2. Análisis transversal

En la dirección lateral transversal el tablero también se fijó en todas las pilas mediante aparatos elastoplásticos. Estos aparatos deben permanecer en el rango esencialmente elástico para la acción del sismo «frecuente». Esta condición gobierna el dimensionamiento y establece la fuerza de plastificación del aparato. Para obtener estas fuerzas se utilizó un análisis multimodal. Para

la acción sísmica de diseño, los aparatos plastifican, disipando energía mediante amortiguamiento histerético y transfiriendo fuerzas horizontales controladas a las pilas y cimentaciones.

De nuevo aquí se puede obtener una primera estimación del desplazamiento último necesario mediante métodos simplificados, pues se puede estimar la aceleración como F_y entre la masa asociada y, asumiendo un nivel de amortiguamiento (típicamente entre 15-20%) en el espectro en aceleraciones, se puede determinar el periodo de vibración efectivo. Una vez obtenido el periodo de vibración efectivo, la ecuación (5) permite estimar el mínimo desplazamiento último requerido.

En nuestro caso, el dimensionamiento se realizó utilizando métodos multimodales con rigideces efectivas ajustadas y luego se verificó mediante la integración no lineal en el tiempo utilizando como entrada acelerogramas sintéticos. Las pilas y las cimentaciones se dimensionaron con un factor de protección de 1,40 como medida de seguridad adicional.

A nivel de las pilas, los aparatos elastoplásticos se conformaron mediante piezas de acero en forma de C acopladas a los apoyos esféricos verticales, permitiendo libremente el desplazamiento longitudinal. Las fuerzas de plastificación y los desplazamientos últimos requeridos fueron 1.000 kN y 100 mm, respectivamente, para cada apoyo de pila de los viaductos de 288 m y de 610 m (aceleración sísmica de base de 0,25 g). Para el viaducto de 156 m, situado en zona con 0,40 g de aceleración sísmica de base, las fuerzas y desplazamientos fueron de 1.800 kN y 150 mm por apoyo. Las pilas incorporan un *stopper* adicional de seguridad, con un recorrido libre mayor que el

desplazamiento último de los aparatos, como segunda línea de defensa contra el sismo.

6. Conclusiones

El proyecto de puentes de ferrocarril continuos en zona sísmica es complejo, porque los criterios de interacción vía-estructura requieren esquemas estructurales muy rígidos en la dirección longitudinal, lo que genera en situación sísmica esfuerzos muy grandes en los puntos fijos y dimensionamientos de la subestructura poco económicos. La utilización conjunta de un tablero mixto (para reducir la masa) y de aislamiento sísmico (mediante aparatos de acero de tipo elastoplástico) ha permitido construir de manera competitiva 3 viaductos ferroviarios en el norte de Argelia (fig. 13) adaptándose a los requisitos impuestos por la administración ferroviaria argelina.

Agradecimientos

La construcción de las obras las realizó E.T.R.H.B Groupe Haddad (N. Boumezoued, W. Saidi, S. Degui) y el montaje de

la estructura metálica la realizó SPIC-PROCOM (U. Cozzani, A. Lattanzi).

Bibliografía

- [1] [International Union of Railways Technical Standard, Track/Bridge Interaction, Recommendations for Calculations, 2nd edition, UIC, Paris, 2001, UIC 774-3.](#)
- [2] CEN, EN1991-2, Actions on structures – Part 2: General actions – Traffic Loads on Bridges, European Committee for Standardization, CEN, 2003.
- [3] CEN, EN ISO 12944-2, Corrosion protection of steel structures by protective paint systems - Part 2: Classification of environments, European Committee for Standardization, CEN, 1998.
- [4] CEN, EN 1090-2, Execution of steel structures and aluminum structures – Part 2: Technical requirements for steel structures, European Committee for Standardization, CEN, 2008).
- [5] CEN, EN 15129, Anti-seismic devices, European Committee for Standardization, CEN, 2009.
- [6] CEN, EN 1998-2, Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges, European Committee for Standardization, CEN, 2005.

**REALIZACIONES
ESPAÑOLAS
OCHO AÑOS
DE INGENIERÍA
ESTRUCTURAL**

2009

2016

**SPANISH WORKS
EIGHT YEARS
OF STRUCTURAL
ENGINEERING**

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

COLABORAN:



Colegio de Ingenieros de
Caminos, Canales y Puertos



Fundación
Caminos

ACHE

SECRETARÍA DE ACHE - Tel.: 91 336 66 98
www.e-ache.com



Hormigón y Acero es una publicación cuatrimestral de gran prestigio entre las revistas científico-técnicas, avalada por una trayectoria de 67 años. Su reputación la convierte en un eficaz medio de difusión de nuevas técnicas, aplicaciones y productos.

Está dirigida a ingenieros y arquitectos de empresas constructoras, oficinas de ingeniería, estudios de arquitectura, universidades, centros de investigación y organismos públicos relacionados con la construcción de obra civil y edificación.

Se distribuye a suscriptores, socios de ACHE (empresas y profesionales) y altos cargos de la administración con competencias en el campo de la edificación y la construcción de obra civil .

TARIFAS DE PUBLICIDAD 2018 (IVA no incluido)

Interior de portada color	1.000 €
Interior de portada desplegable a color	1.750 €
Exterior de la contraportada color	1.050 €
Interior de contraportada color	950 €
Página color	900 €
Media página color	550 €
Página en blanco y negro	600 €
Media página en blanco y negro	400€

PÁGINA WEB (IVA no incluido)

(Formato: gif, jpg, swf)	30 días	60 días	90 días
Banner superior exclusivo de 728 x 90 pix.	600 €	900 €	1.100 €
Banner lateral de 180 x 130 pix.	200 €	300 €	375 €
Banner lateral de 180 x 260 pix.	350 €	525 €	650 €
Banner lateral de 180 x 400 pix.	500 €	750 €	925 €

CONSULTE DESCUENTOS Y CONDICIONES

editorhya@e-ache.com

