

H/A SUMARIO

C O N T E N T S

Carta del Director <i>Letter from the Editor</i> Gonzalo Ruiz.	89
Estrategias de intervención estructural sobre edificios del patrimonio histórico industrial de Madrid: realizaciones recientes <i>Structural refurbishment strategies for industrial heritage buildings in Madrid: Recent examples</i> Juan Rey Rey, Pablo Vegas González, Jacinto Ruiz Carmona	91
Analysis of the early-age cracking in concrete made from rapid hardening cement <i>Análisis de la fisuración a edades tempranas de un hormigón fabricado con cemento de endurecimiento rápido</i> Héctor Cifuentes, Bhushan L. Karihaloo	101
Numerical analysis of reinforced concrete beams strengthened in shear by externally bonded (EB) fibre reinforced polymer (FRP) sheets <i>Análisis numérico de vigas de hormigón armado reforzadas a cortante externamente mediante laminados de polímeros reforzados con fibras (PRF)</i> Eva Oller Ibars, Denise Ferreira, Antonio Marí Bernat, Jesús Miguel Bairán García	113
Problemática en la inspección de puentes metálicos antiguos <i>Problems in the inspection of old metal bridges</i> Ismael Carpintero García	121
Algunas reflexiones sobre la instalación de pretilas en la rehabilitación de puentes <i>Some reflections about the placement of containment systems in bridges rehabilitation's works</i> Jesús María Rodríguez Romero, Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma, Elena Díaz Heredia, José Ramón Arroyo Arroyo, Miguel Ángel Liébana Ramos	129
Seismic isolation of structures. Part I: Concept, review and a recent development <i>Aislamiento sísmico de estructuras. Parte I: concepto, revisión y evolución reciente</i> Mohammed Ismail	147
Hormigones de escorias activadas alcalinamente. Comportamiento mecánico y durable <i>Alkali-activated slag concretes. Mechanical and durability behaviour</i> Manuel Torres-Carrasco, María del Mar Alonso, Paz Guarner, Ana Zamora, Francisca Puertas	163
Modelización de vigas mixtas con interacción imperfecta <i>Modeling of mixed beams with imperfect interaction</i> Ricard Caus, Jose Antonio Lozano-Galant, Enrique Mirambell Arrizabalaga, Dong Xu, Jose Turmo	169

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

H/A

HORMIGÓN y ACERO

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

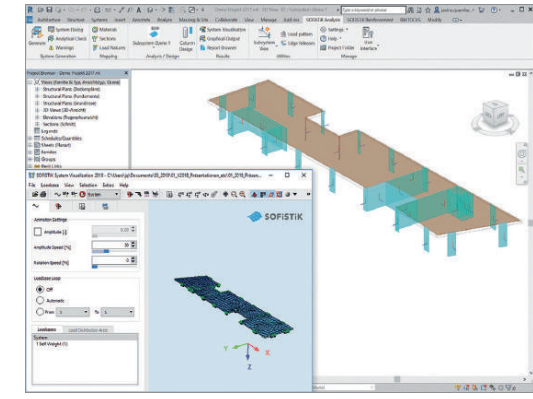
Mayo-Agosto 2018 | volumen 69 - número 285

Mayo-Agosto 2018 | volumen 69 - número 285

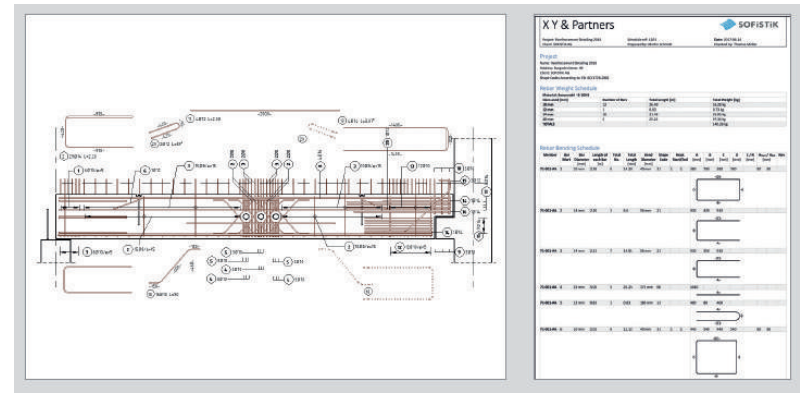




BIM para edificación



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.



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

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

TRIGA Z XTREM
Fijación con camisa de refuerzo de alto rendimiento

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

B-LONG XTREM
Fijación plástica universal con test sísmico

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

NUEVO

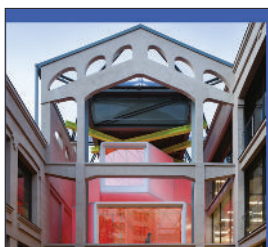


Foto de portada: Serrería Belga | Madrid

HORMIGÓN y ACERO

Mayo - Agosto 2018 | volumen 69 – número 285

REVISTA CUATRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL (ACHE)

CONSEJO EDITORIAL:

Director:

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

Subdirector:

Julio Sánchez Delgado (FHECOR, Madrid)*

Secretario:

Jacinto Ruiz Carmona (MECANISMO INGENIERÍA, Madrid)*

Editor Jefe:

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

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

Juan Sagaseta Albajar (UNIVERSITY OF SURREY, Reino Unido)

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

Carlos Siegrist Fernández (SIEGRIST Y MORENO, Madrid)

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

José M^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

Mayo-Agosto 2018 | volumen 69 - número 285

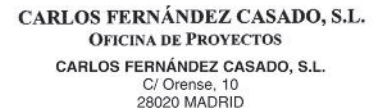
May-August 2018 | volume 69 - number 285

SUMARIO | CONTENTS

Carta del Director <i>Letter from the Editor</i> Gonzalo Ruiz	89
Estrategias de intervención estructural sobre edificios del patrimonio histórico industrial de Madrid: realizaciones recientes <i>Structural refurbishment strategies for industrial heritage buildings in Madrid: Recent examples</i> Juan Rey Rey, Pablo Vegas González, Jacinto Ruiz Carmona	91
Analysis of the early-age cracking in concrete made from rapid hardening cement <i>Análisis de la fisuración a edades tempranas de un hormigón fabricado con cemento de endurecimiento rápido</i> Héctor Cifuentes, Bhushan L. Karihaloo	101
Numerical analysis of reinforced concrete beams strengthened in shear by externally bonded (EB) fibre reinforced polymer (FRP) sheets <i>Análisis numérico de vigas de hormigón armado reforzadas a cortante externamente mediante laminados de polímeros reforzados con fibras (PRF)</i> Eva Oller Ibars, Denise Ferreira, Antonio Marí Bernat, Jesús Miguel Bairán García	113
Problemática en la inspección de puentes metálicos antiguos <i>Problems in the inspection of old metal bridges</i> Ismael Carpintero García	121
Algunas reflexiones sobre la instalación de pretiles en la rehabilitación de puentes <i>Some reflections about the placement of containment systems in bridges rehabilitation's works</i> Jesús María Rodríguez Romero, Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma, Elena Díaz Heredia, José Ramón Arroyo Arroyo, Miguel Ángel Liébana Ramos	129
Seismic isolation of structures. Part I: Concept, review and a recent development <i>Aislamiento sísmico de estructuras. Parte I: concepto, revisión y evolución reciente</i> Mohammed Ismail.	147
Hormigones de escorias activadas alcalinamente. Comportamiento mecánico y durable <i>Alkali-activated slag concretes. Mechanical and durability behaviour</i> Manuel Torres-Carrasco, Maria del Mar Alonso, Paz Guarner, Ana Zamora, Francisca Puertas	163
Modelización de vigas mixtas con interacción imperfecta <i>Modeling of mixed beams with imperfect interaction</i> Ricard Caus, Jose Antonio Lozano-Galant, Enrique Mirambell Arrizabalaga, Dong Xu, Jose Turmo	169

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:



Pé

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:





Carta del Director



Hay dos noticias importantes para el futuro de *Hormigón y Acero* que quiero transmitir en estas líneas. Una es muy buena y la otra... digamos que no tanto.

Empezando por la primera, me es muy grato comunicar que desde enero *Hormigón y Acero* ya está indexada en el *Emerging Sources Citation Index*, ESCI, antesala del *Science Citation Index*, SCI, que a su vez es el índice más prestigioso en el ámbito de las revistas científicas. Estar en el ESCI implica un periodo de evaluación de dos años, tras el cual la revista obtendrá su primer índice de impacto, JIF por sus siglas en inglés (*Journal Impact Factor*). El JIF no es sino una media de las citas por artículo a lo largo de un año por parte de las revistas con las que se elabora dicho índice. Por tanto, necesitamos que nuestros artículos sean citados, especialmente en revistas en el SCI, y muchos autores y lectores de *Hormigón y Acero* podéis considerar el hacerlo en vuestros trabajos para otras cabeceras. No estoy hablando de citar por citar para conseguir subir el índice artificialmente, sino de acordarse de citar buenos artículos de nuestra revista cuando sea pertinente. Doy por supuesto que la calidad de *Hormigón y Acero* y de sus artículos es alta, como se puede ver en este mismo número. En efecto, tenemos contribuciones de varios autores muy prolíficos y citados, como Bhushan Karihaloo (Univ. de Cardiff), Dong Xu (Univ. de Tongji), Francisca Puertas (Instituto Eduardo Torroja), Toni Marí (Univ. Politécnica de Cataluña, UPC) o Enrique Mirambell (UPC), por señalar sólo a los más destacados.

La otra noticia es que *Elsevier* nos ha comunicado —a primeros de junio— que va a dejar de editar las revistas españolas que no sean del ámbito de la medicina, entre ellas *Hormigón y Acero*, a partir de 2019. Según me han explicado, la decisión no tiene nada que ver con nuestra revista, sino que se trata de una decisión estratégica de la editorial. Al revés, hay que decir que *Elsevier España* estaba muy comprometida con el proceso de indexación y reconocimiento de la calidad que tenemos en marcha. Lógicamente, tener que cambiar de editorial en mitad del proceso de indexación podría no ser beneficioso para la revista, pero hay que hacer de la necesidad, virtud, y buscar una solución que mejore la situación actual. Los objetivos básicos son aumentar la visibilidad de *Hormigón y Acero* y de todos sus artículos en nuestra página web, y tener un sistema de gestión editorial en línea que facilite la tarea de autores y

editores. Esto lo podemos hacer de forma autónoma (sólo con los medios de ACHE), aunque también vamos a presentarnos a la convocatoria de evaluación de la calidad científica de revistas realizada por la FECYT (Fundación Española para la Ciencia y la Tecnología) que, además, nos daría acceso a su sistema de gestión editorial y a su repositorio de revistas. Hemos tanteado también la asociación con la Editorial CSIC (ya que *Hormigón y Acero* ha sido durante 63 años una revista ligada al Consejo por medio del Instituto Eduardo Torroja), pero las condiciones que se nos ponen son leoninas y, a priori, no parece un camino viable. En cualquier caso, insisto, estamos trabajando para que el cambio sea bueno para la revista, para autores y lectores.

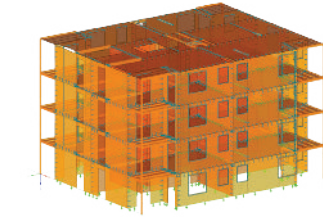
Respecto al estado de artículos pendientes de publicar, tenemos unos 40, de los cuales 30 están ya disponibles en formato digital en la web de *Hormigón y Acero*. Está muy avanzado el número especial dedicado a Carmen Andrade, el cual queremos que se publique, como número extraordinario, dentro de 2018. Tendrá artículos de autores tan destacados como Zdeněk Bažant, Hans Reinhardt o Giuseppe Mancini, y es obligado agradecer a Javier Sánchez su dedicación como editor asociado para este número. El monográfico sobre el Viaducto de Almonte para la línea de alta velocidad Madrid-Lisboa también está casi terminado, gracias a la coordinación de David Arribas. Esperamos publicarlo, también como número extraordinario, a principios de 2019. Asimismo, tenemos ya varios artículos del especial dedicado a Javier Manterola —gracias a José Romo y a Miguel Ángel Astiz— y otros proyectos de números especiales en preparación. Finalmente, estamos empezando a recibir algunos de los artículos especiales que se han solicitado para poder atraer más citas e indexar la revista.

Aprovecho también esta carta para dar la bienvenida al Consejo Editorial a varios nuevos miembros. Son Juan Antonio Sobrino Almunia (Pedelta), Luisa María Gil Martín (ETSI Caminos, C. y P. de Granada), Juan Luis Bellod Thomas (Cesma Ingenieros) y Abraham Sánchez Corriols (Schlaich Bergermann Partner). A todos ellos agradezco su disponibilidad para ayudar a *Hormigón y Acero*.

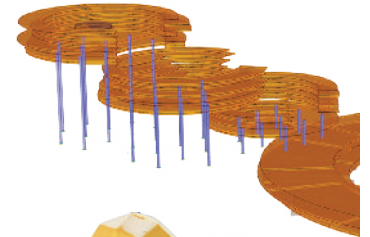
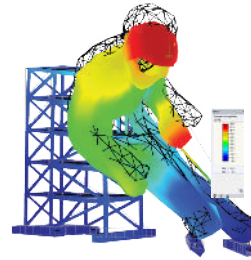
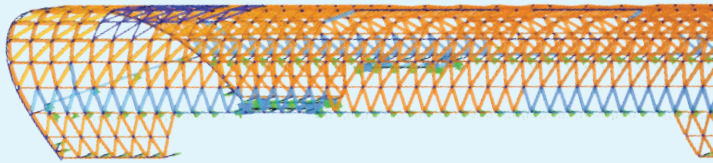
Gonzalo Ruiz
Director de *Hormigón y Acero* Julio de 2018
Correo electrónico: Gonzalo.Ruiz@uclm.es

RFEM 5

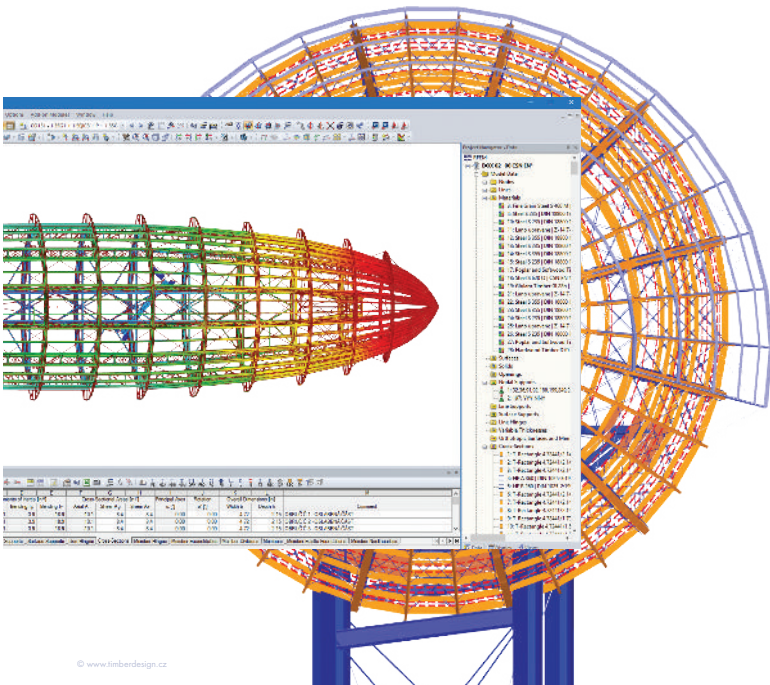
Software de análisis estructural MEF



**Potente,
funcional
e intuitivo**



Oferta Especial
Solicite su pequeño
descuento indicando
"lector ACHE"



- ➔ Madera
- ➔ Acero
- ➔ Elementos Finitos
- ➔ Entramados
- ➔ BIM/Eurocódigos
- ➔ Estabilidad
- ➔ Uniones
- ➔ Puentes
- ➔ Tensoestructuras
- ➔ Pretensado

**DESCARGA VERSION
PURAMENTE FUNCIONAL
90 DÍAS**



**Software de análisis y
dimensionamiento de estructuras**

www.dlubal.com

Dlubal Software ES - Tel.: 911 438 160 - info@dlubal.com

Estrategias de intervención estructural sobre edificios del patrimonio histórico industrial de Madrid: realizaciones recientes

Structural refurbishment strategies for industrial heritage buildings in Madrid: Recent examples

Juan Rey Rey^a, Pablo Vegas González^b y Jacinto Ruiz Carmona^{c,*}

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Mecanismo/Universidad Politécnica de Madrid. Director/Profesor asociado, Madrid, España

^b Arquitecto. Mecanismo. Asociado, Madrid, España

^c Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Mecanismo/Universidad de Castilla-La Mancha. Asociado/Investigador, Madrid, España

Recibido el 5 de abril de 2017; aceptado el 23 de mayo de 2017

Disponible en Internet el 26 de junio de 2017

Resumen

Madrid cuenta con un número importante de edificaciones industriales de carácter histórico de gran valor arquitectónico y patrimonial que, una vez cesado su uso industrial original, habían quedado durante largo tiempo en desuso. Afortunadamente, en los últimos años han sido varias las actuaciones encaminadas a recuperar ese importante patrimonio histórico, destinando los edificios a nuevos usos que requieren en muchos casos grandes transformaciones tanto a nivel arquitectónico como estructural, las cuales deben acometerse no solo pensando en cumplir la nueva función, sino en preservar y potenciar el valor de las edificaciones existentes.

El presente artículo expone algunas estrategias comunes aplicadas a la intervención estructural sobre varios edificios en los que dicha tarea ha sido desarrollada por Mecanismo Ingeniería.

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

Palabras clave: Rehabilitación estructural; Patrimonio histórico industrial; Serrería Belga; Matadero; Google Campus Madrid

Abstract

Madrid has a large number of industrial buildings with historical character and great architectural heritage value that after their original industrial activity have been closed for a long period of time. Fortunately, in recent years, several actions have been taken to recover this important historical heritage. These buildings have new uses, which in many cases require major architectural and structural transformations, and these transformations must be done, not only thinking of fulfilling the new role, but also preserving and enhancing the value of existing buildings.

This paper discusses some common strategies applied to structural interventions on several buildings in which this task has been developed by Mecanismo Structural Engineering.

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

Keywords: Structural refurbishment; Historical industrial heritage; Serrería Belga; Matadero; Google Campus Madrid

1. Introducción

El artículo presenta una serie de estrategias comunes que se han seguido en la rehabilitación estructural, a lo largo de la

última década, de varias edificaciones industriales de carácter histórico de la ciudad de Madrid.

2. Estrategias de intervención estructural

Las intervenciones recogidas en este artículo tienen en común el importante valor patrimonial y arquitectónico de los edificios sobre los que se actuaba, por lo que aunque el estado de

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: jacinto.ruiz@mecanismo.es (J. Ruiz Carmona).

conservación de los mismos y el alcance de la intervención realizada en ellos es muy diverso, las estrategias de intervención estructural han tenido como parámetro común el intento de conservar y poner en valor la estructura original junto con el afán en el empleo de un lenguaje contemporáneo en las nuevas estructuras proyectadas, marcando de este modo una clara diferenciación entre lo existente y lo nuevo.

En relación a la conservación y puesta en valor de las estructuras existentes, se ha seguido el siguiente procedimiento. En primer lugar, la caracterización de la estructura original, incluyendo el estudio de la documentación existente (en general escasa al tratarse de edificios bastante antiguos) y realización de catas y calas en los edificios y de ensayos para caracterizar los materiales. Posteriormente, el estudio de la capacidad de la estructura original, analizando la misma para determinar su capacidad de carga (cálculo plástico en la medida de las posibilidades de los materiales y tipologías con las que se trabaja en cada caso) y ver si esta es suficiente para las nuevas solicitaciones y así evitar o al menos minimizar refuerzos y otras intervenciones que desvirtúen la estructura original.

En las nuevas estructuras se busca deliberadamente el empleo de un lenguaje contemporáneo tanto en el uso de materiales diferentes a los de la estructura existente (acero, ETFE, etc.) como en las tipologías (estructuras ligeras, colgadas, etc.).

3. Realizaciones recientes

A continuación se analizan tres ejemplos de lo comentado, con rehabilitaciones realizadas en la última década en varios edificios del patrimonio industrial de la ciudad de Madrid, según proyectos de diferentes arquitectos y con la colaboración de Mecanismo Ingeniería en la parte estructural.

3.1. Matadero de Legazpi

El antiguo Matadero de Legazpi junto al río Manzanares, obra del arquitecto Luis Bellido, consta de una serie de naves construidas entre los años 1908 y 1928 en muros de fábrica y estructuras tanto de hormigón armado (de las primeras de Madrid) como metálicas [1] (figs. 1 y 2).

En los años ochenta del siglo pasado el Matadero deja de tener sentido como tal en el centro de Madrid, por lo que se



Figura 1. Fotografía histórica del conjunto del matadero de Madrid.



Figura 2. Vista aérea actual del conjunto del matadero de Madrid.

decide trasladar su sede a su actual ubicación como Mercamadrid, cayendo desde ese momento en un total abandono. Así, en 1996 se produce su clausura definitiva y se califica el recinto como bien catalogado, según el Plan General de Ordenación Urbana de 1997 [2].

En la última década se ha desarrollado un plan [3] para reconvertir las naves con diferentes usos públicos, generando un gran centro cultural conectado con el nuevo eje del Manzanares conocido como «Madrid Río». Mecanismo Ingeniería ha participado en la rehabilitación de las naves 8, 8b, 9, 15 y 16. Los proyectos han resultado premiados en importantes convocatorias, entre las que destaca una mención especial en los Mies van der Rohe Awards 2013 o el premio COAM 2012.

Las naves 8 y 9 son las de mayor tamaño de todo el conjunto de Matadero (70 × 34 m y 94 × 24 m, respectivamente), disponiendo estructuras formadas por pilares, vigas y losas de hormigón armado y muros perimetrales de fábrica (figs 3 y 4). Como punto de partida para la elaboración del proyecto de intervención se contaba con un informe de «Inspección y caracterización de los materiales» realizado por el CEDEX [4], así como con un «Estudio de caracterización de cimentación» realizado por LCC [5], además del preceptivo estudio geotécnico [6].

La estructura de hormigón presentaba un deficiente estado de conservación: además de su baja capacidad portante (la resistencia característica estimada fue de entre 5 y 10 N/mm²), la patología más importante era la generalizada corrosión de las armaduras. Por todo lo indicado, no se recomendaba el aprovechamiento



Figura 3. Vista exterior de la nave 8.



Figura 4. Vista exterior de la nave 9.



Figura 6. Pilares ya ejecutados pasando a través del forjado.

de los elementos estructurales existentes de hormigón para soportar las sobrecargas derivadas de los nuevos usos previstos.

Por otra parte, el punto arquitectónico de partida era conseguir que la estructura existente y la nueva cohabitaran en el mismo espacio sin que se eliminaran mutuamente. La potencia visual de la estructura de hormigón, una de las primeras construidas en España, no debía ser alterada por la estructura metálica, que para conseguir esta independencia finalmente se opta por separarla claramente de la estructura de hormigón (figs. 5 y 6).

De este modo se planteó la construcción de una nueva estructura metálica dentro de la existente que soportaría las nuevas cargas, disponiendo además los forjados sobre las plantas existentes para dejar en primer plano los techos de hormigón visto originales. Por tanto, la nueva estructura metálica se dimensionó para soportar el 100% de las cargas previstas para los nuevos usos, quedando la estructura existente sin misión portante (excepto la necesidad de sostenerse a sí misma), lo cual se comprobó que era factible una vez reparados los daños existentes en la misma (figs. 7 y 8).

Las naves 15 y 16 son también de planta rectangular, pero en este caso de estructura metálica (pilares, cerchas y correas)



Figura 7. Nueva estructura metálica en nave 8.

y muros de fábrica. La estructura original en ambos casos se mantuvo prácticamente intacta excepto por la necesidad de ejecutar un recalce de la cimentación de los muros de fábrica en varias zonas, así como la reparación de algunas patologías derivadas de movimientos en cimentación precisamente en los puntos finalmente reforzados (fig. 9).

La intervención en la nave 15 debía permitir su reconversión en Red Bull Academy [7], un espacio de creación musical

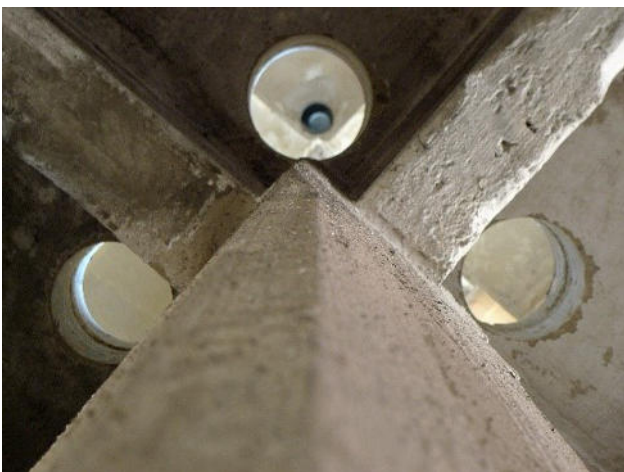


Figura 5. Hueco para paso de los nuevos pilares a través de las losas existentes.



Figura 8. Nueva estructura metálica en nave 9.

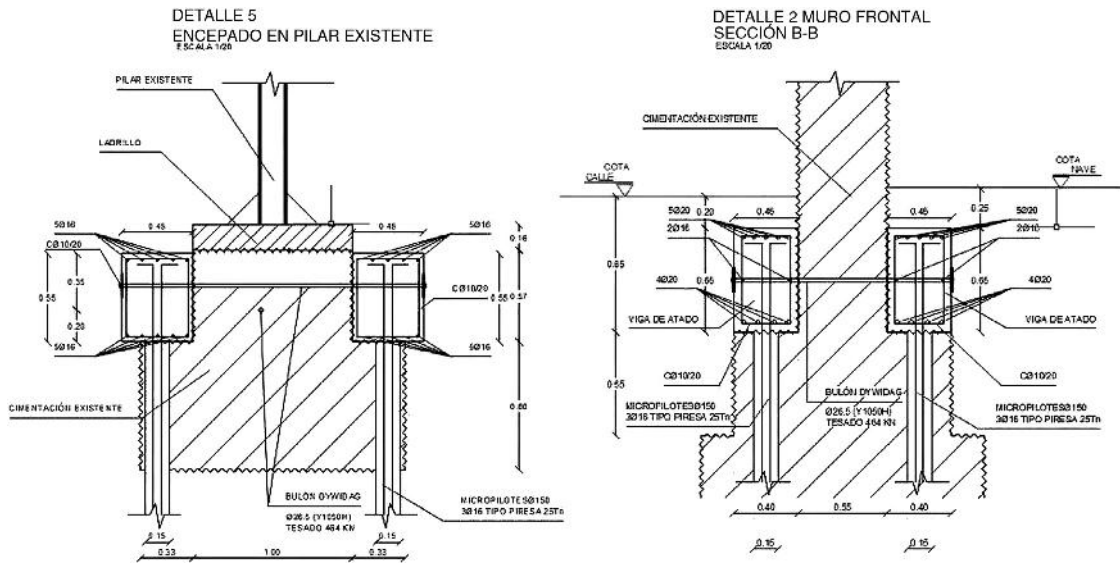


Figura 9. Detalles del recalce mediante micropilotes de las cimentaciones de los muros existentes.



Figura 10. Nuevas estructuras de acero colgadas de la estructura principal de la nave.

que se configuró a través de nuevas estructuras con un lenguaje claramente diferente al de las naves existentes: estructuras ligeras colgadas, estructuras formadas por sacos de tierra, etc. [8] (fig. 10).

En el caso de la nave 16, el espacio interior se reconfiguró a través de una serie de grandes puertas y contraventanas móviles, para lo que fue necesario diseñar una serie de refuerzos metálicos [9] (figs. 11-13).

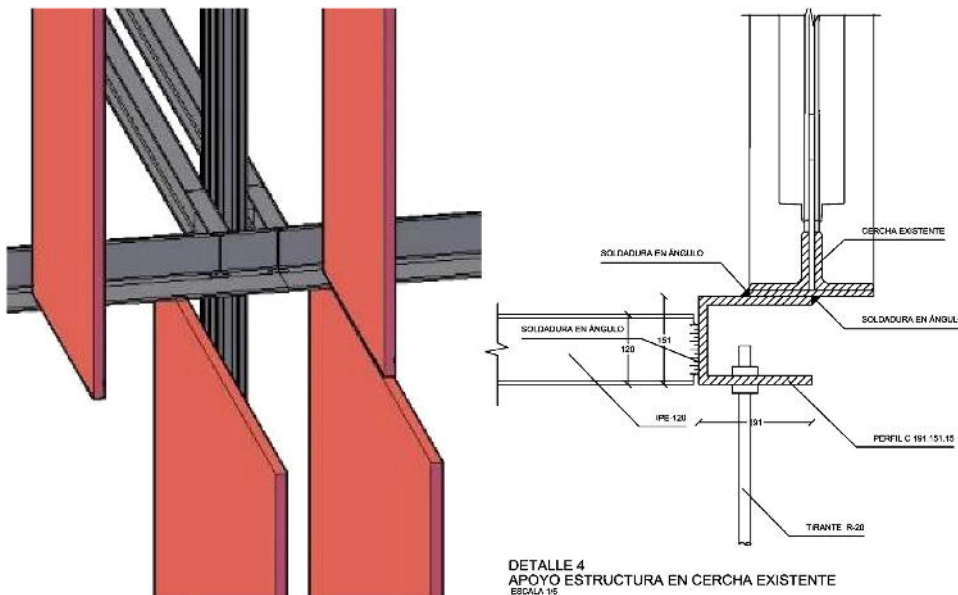


Figura 11. Nueva estructura metálica para soporte de los nuevos elementos de cerramiento.

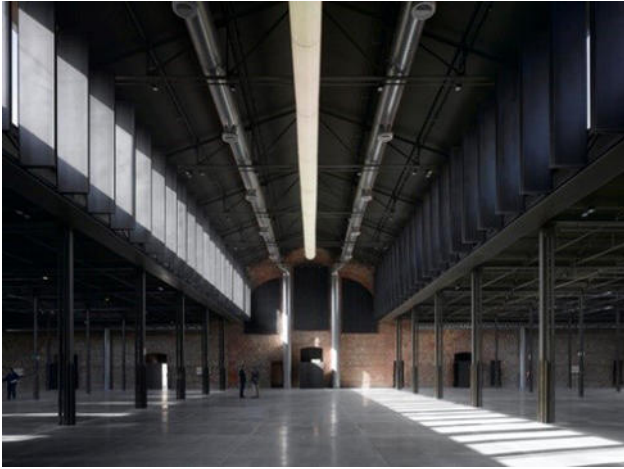


Figura 12. Vista interior de la estructura metálica rehabilitada nave 16.



Figura 15. Vista del interior de la Serrería, fotografía del edificio en su estado original.

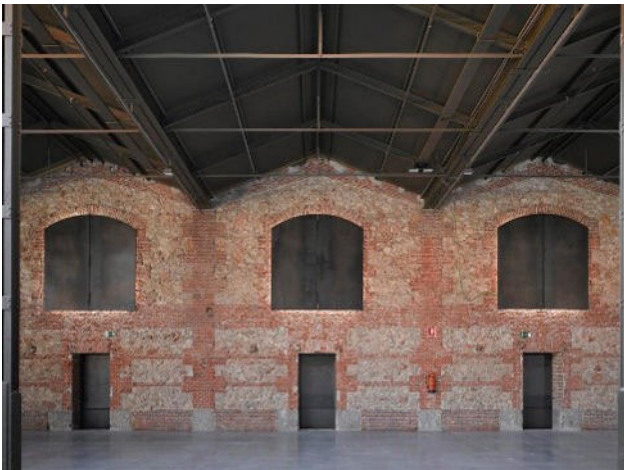


Figura 13. Vista interior de la estructura de fábrica rehabilitada nave 16.

3.2. Serrería Belga-Proyecto Intermediae/Prado

La antigua Serrería Belga es un edificio diseñado en hormigón armado a lo largo de la década de 1920 por el arquitecto Manuel Álvarez Naya, y es también uno de los pioneros en el empleo de

este material en la ciudad de Madrid [10] (fig. 14). Tras largo tiempo abandonado, en el año 2007 se inició su rehabilitación para constituir el nuevo centro de creación artística Intermediae-Prado [11]. El proyecto ha recibido varios premios, entre los que cabría destacar el premio COAM 2013.

Para la redacción del Proyecto de Ejecución se contó con un Informe de evaluación de la estructura existente, redactado por Geocisa, en el que se concluía la necesidad de refuerzo de buena parte de los elementos principales. Dado el alto valor histórico y estético de la estructura, era el deseo tanto de los arquitectos autores del proyecto como de los técnicos del Ayuntamiento de Madrid poder preservar la estructura original lo más intacta posible (figs. 15 y 16).

Para ello se desarrolló un análisis completo de la estructura desde un punto de vista de capacidad de las secciones, teniendo en cuenta la redistribución de esfuerzos. Para definir la necesidad de refuerzo, dado que la estructura ya estaba ejecutada y se evitaban incertidumbres de proyecto, se siguieron los criterios de minoración de los coeficientes de mayoración de acciones indicados por el Prof. José Calavera [12]. Para las características de los materiales se adoptaron los valores indicados por

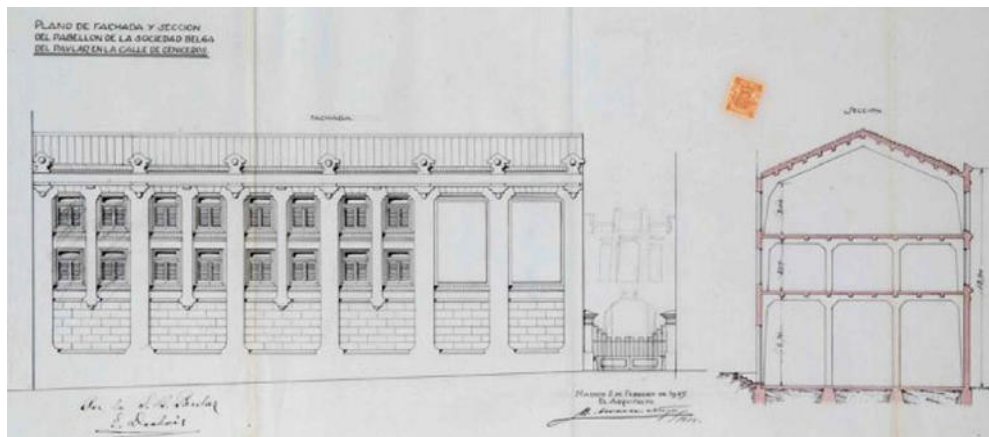


Figura 14. Planos originales del edificio del arquitecto Manuel Álvarez Naya (1925). En la sección se pueden apreciar los elementos estructurales: pilares, vigas, viguetas y forjados.



Figura 16. Vista del interior de la Serrería, fotografía del edificio en su estado actual.

Geocisa en su informe, evaluándose la resistencia característica de los mismos. Tras el estudio realizado se concluyó que no era necesario el refuerzo de la estructura de hormigón en ningún punto del edificio.

Debido a la existencia de dos informes con conclusiones contradictorias, los técnicos del Ayuntamiento de Madrid propusieron la realización de una prueba de carga. La prueba de carga se planteó para evaluar la capacidad resistente y se realizó de acuerdo a los requisitos establecidos en la normativa EHE vigente en el momento en el que se realizó el proyecto. Los resultados de la prueba verificaron el correcto comportamiento de la estructura y, por tanto, pudo finalmente evitarse el refuerzo de la estructura existente (fig. 17).

Una vez más, los nuevos elementos estructurales se proyectaron con un lenguaje claramente contemporáneo como confrontación a lo existente [8]: en este caso se planteó la ubicación de un nuevo núcleo de comunicaciones en la zona que ocupaba un pabellón añadido posteriormente a la estructura original y que el proyecto contemplaba demoler. Este nuevo núcleo se plantea con una estructura de acero colgada de unas nuevas cerchas a su vez apoyadas en 4 nuevos pilares con forma de Y [13]. Los cerramientos son textiles tensados. Dada la complejidad geométrica de la estructura metálica, se desarrolló



Figura 18. Vista del modelo de Tekla desarrollado para la fabricación de la estructura metálica.

un modelo de Tekla para la elaboración de los planos de taller y la fabricación de la estructura por CAD-CAM (figs. 18-21).

3.3. Google Campus

La compañía Google ha implantado una serie de edificios conocidos como «Campus» en diferentes ciudades del mundo (Londres, Tel Aviv, Seúl, Varsovia o Sao Paulo). En el año 2014 decide abrir una de dichas sedes en Madrid, y tras estudiar diferentes edificios para su ubicación, finalmente se opta por un edificio industrial construido en 1892 en el que Isaac Peral fundó la primera fábrica de acumuladores de energía eléctrica de España.

El edificio de 1892 era una nave diáfana, con una estructura de muros perimetrales de fábrica y cerchas metálicas en cubierta (fig. 22). En una intervención posterior el edificio había



Figura 17. Vista de las bañeras de agua usadas para la prueba de carga de los forjados.



Figura 19. Vista general de la estructura metálica del núcleo de comunicación durante el proceso constructivo.

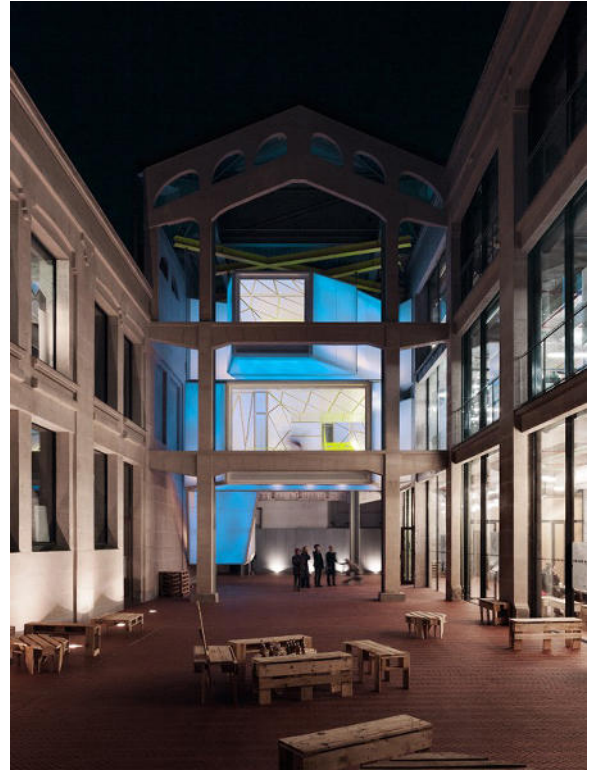


Figura 21. Vista de la nueva estructura metálica así como de las naves originales de hormigón.



Figura 20. Vista de la nueva estructura metálica desde el patio.



Figura 22. Vista exterior del edificio.

sido reconvertido en oficinas, para lo cual se había dispuesto una nueva cruja interior con pilares metálicos y diversos forjados intermedios de chapa colaborante apoyados en nuevas vigas metálicas.

Para la adaptación del edificio existente a su nuevo uso como Google Campus se planteaba la eliminación de parte de los forjados dispuestos en la anterior reforma para generar una zona de acceso con doble altura en un extremo del edificio y un auditorio en el otro extremo, recuperando así parcialmente el gran espacio de la nave original. En el caso de la zona del auditorio la intervención también suponía la eliminación de varios de los pilares intermedios, pero conservando el forjado superior que sostenían, por lo que se planteó la conservación de las vigas de dicho nivel y del inferior conectándolas para que pasaran a

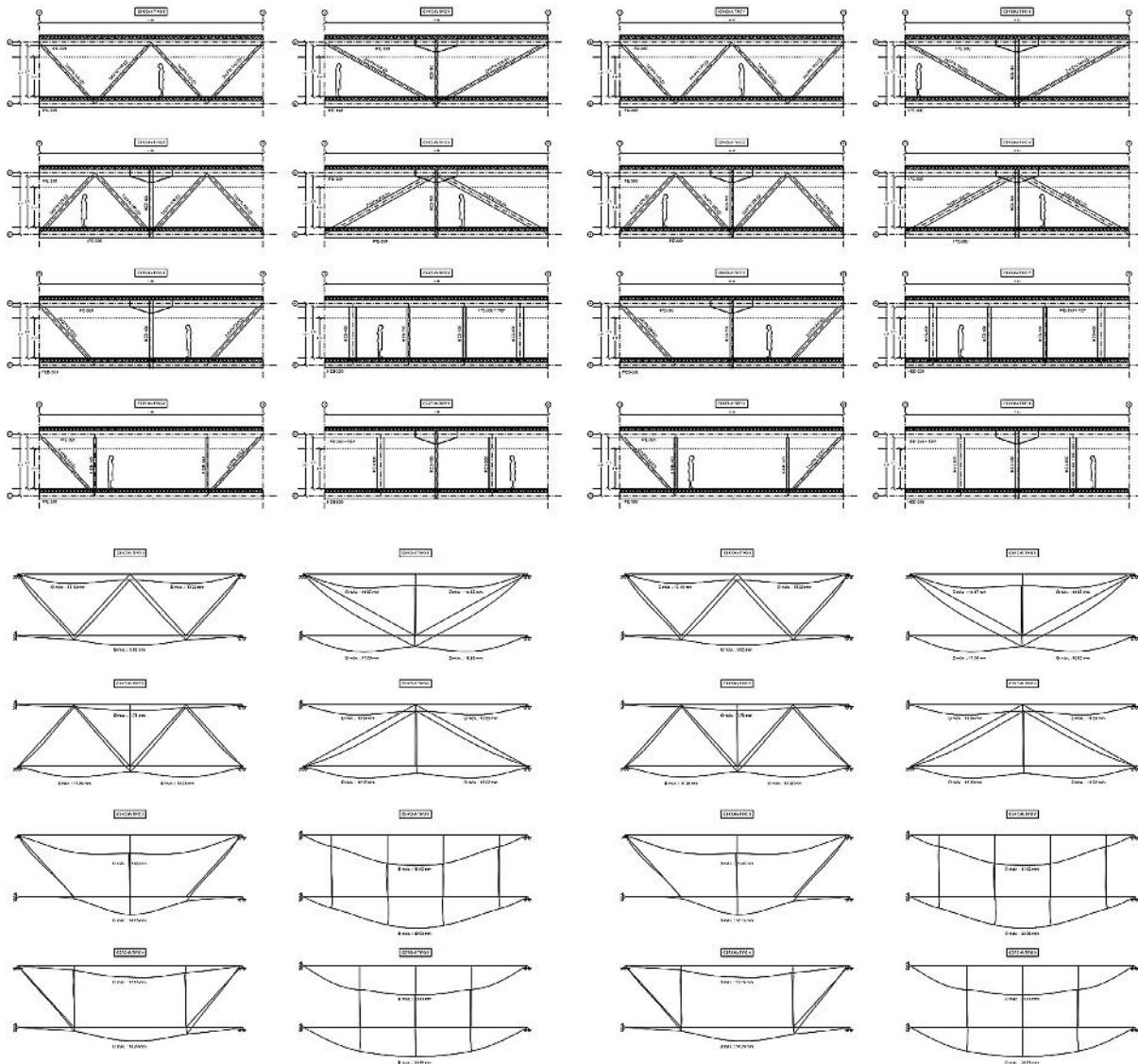


Figura 23. Alternativas de cerchas estudiadas.

ser los cordones superior e inferior de unas nuevas cercas que se generaban de ese modo entre las dos plantas superiores.

Se estudiaron varias alternativas para la disposición de los nuevos montantes y diagonales, y en dicho estudio se tuvo en cuenta una posible reforma futura según la cual se podría disponer un nuevo forjado en la zona alta del auditorio para ampliar los espacios de trabajo del Campus, por lo que finalmente se optó por una configuración de cerchas no optimizadas estructuralmente pero más compatibles con dicho uso futuro, disponiendo dos montantes y diagonales en los extremos, con una zona central sin triangular (figs. 23 y 24).

En el proyecto de reforma del edificio se intentó recuperar y poner en valor elementos arquitectónicos y estructurales del edificio original que habían sido ocultados o desdibujados en la primera reforma, como son los espacios diáfanos antes mencionados, los grandes ventanales en fachada o los muros de fábrica existentes. Así mismo, sobre los elementos que en la primera reforma se habían conservado y expuesto adecuadamente, en esta nueva reforma se realizan las actuaciones necesarias



Figura 24. Auditorio del Google Campus Madrid, con las nuevas cerchas realizadas en base a las antiguas vigas de los forjados demolidos.



Figura 25. Zona de acceso en doble altura.

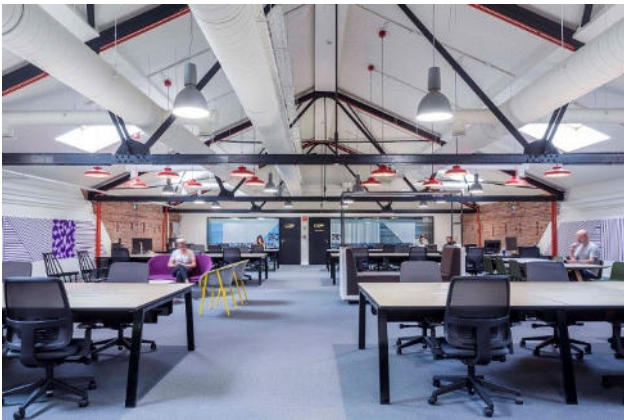


Figura 26. Vista de la última planta, con las cerchas metálicas originales.

para seguir conservándolos, como es el caso de las cerchas de cubierta, que requerían un nuevo tratamiento para cumplir los requisitos anti-incendio (figs. 25 y 26).

4. Conclusiones

En este artículo se presentan una serie de ejemplos de intervenciones recientes en el patrimonio histórico industrial de la ciudad de Madrid en las que, para la adaptación de los edificios a los nuevos usos y requerimientos normativos, se han realizado actuaciones de muy diversa índole a nivel arquitectónico y estructural, pero todas ellas con un espíritu común de preservación y puesta en valor de ese patrimonio junto con

la clara diferenciación de las nuevas estructuras proyectadas, adoptando en estos casos un lenguaje contemporáneo que permita su clara identificación.

Según los diferentes usos y la integración de programas, la situación de la estructura existente ha sido evaluada mediante ensayos y comprobaciones de cálculo. En el caso de la rehabilitación de la Serrería Belga se analizó la estructura para valorar la viabilidad de mantener la estructura original del edificio, lo cual se consiguió finalmente sin refuerzo adicional. En cambio, en el caso, por ejemplo, de las naves 8 y 9 de Matadero se planteó un refuerzo por sustitución, tras el análisis, de manera que la estructura original solo se preservó como elemento arquitectónico, sin más función estructural que la de sostenerse a sí misma.

En cualquier caso, en todos los proyectos presentados se ha seguido una metodología común de análisis para determinar la necesidad de refuerzo, teniendo en cuenta una minoración de los coeficientes de mayoración de acciones —al haber sido superadas las incertidumbres de proyecto— y considerando valores para las características de los materiales en base a ensayos.

Referencias

- [1] M. Lasso de la Vega, *Memoria histórica del antiguo Matadero Municipal de Madrid*, Servicio Histórico del COAM, Madrid, 2005.
- [2] Matadero Madrid. New times, new architecture [consultado 10 Mar 2015]. Disponible en: <http://www.mataderomadrid.org/new-times-new-architecture.html>.
- [3] Ayuntamiento de Madrid, *La arquitectura de Matadero Madrid*, Concejalía de las Artes, Madrid, 2012.
- [4] CEDEX, *Inspección y caracterización de los materiales de varios edificios del antiguo matadero de Legazpi*, CEDEX, Madrid, 2006, 13-506-2-001.
- [5] LCC, *Caracterización de estructura y cimentación de la nave 16 del matadero de Madrid*, LCC, Madrid, 2010, 3/6803/016.
- [6] GMC Ingeniería, *Estudio geotécnico de la nave 15 de Matadero de Madrid*, GMC, Madrid, 2014, EG-2916/13.
- [7] Red Bull Music Academy. Nave de la Música en Matadero Madrid [consultado 10 Mar 2015]. Disponible en: <http://www.langarita-navarro.com/eng/project/red-bull-music-academy/>.
- [8] M. Langarita, V. Navarro, 2G N.70, Gustavo Gili, Barcelona, 2015.
- [9] Hangar 16 Matadero Madrid [consultado 10 Mar 2015]. Disponible en: <http://www.inaquicarnicero.com/Hangar-16-Matadero-Madrid>.
- [10] Fundación Caja de Arquitectos. Medialab/Prado. 12th Spanish Architecture and Urbanism Biennial: 60-69: Madrid, 2013.
- [11] Langarita M., Navarro V. Medialab/Prado: Madrid, 2013.
- [12] J. Calavera, *Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado*, 2.ª edición, Intemac, Madrid, 2005.
- [13] J. Rey-Rey, J.R. Carmona, P. Vegas, *Rehabilitación de la Serrería Belga de Madrid para sede de Intermediae/Prado*, V Congreso de ACHE, Barcelona, 2011.

Structural refurbishment strategies on industrial heritage buildings in Madrid: Recent examples

Estrategias de intervención estructural sobre edificios del patrimonio histórico industrial de Madrid: realizaciones recientes

Juan Rey Rey^a, Pablo Vegas González^b, Jacinto Ruiz Carmona^{c,*}

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Mecanismo/Universidad Politécnica de Madrid, Director/Profesor asociado, Spain

^b Arquitecto, Mecanismo, Asociado, Spain

^c Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Mecanismo/Universidad de Castilla-La Mancha, Asociado/Investigador, Spain

Received 5 April 2017; accepted 23 May 2017

Available online 19 June 2018

Abstract

Madrid has a large number of industrial buildings with historical character and great architectural heritage value that after its original industrial activity had been closed a large period of time. Fortunately in recent years several actions have been taken to recover this important historical heritage. These buildings have new uses which require in many cases major architectural and structural transformations, and these transformations must be done not only thinking of fulfilling the new role, but also preserving and enhancing the value of existing buildings.

This paper discusses some common strategies applied to structural intervention on several buildings in which this task has been developed by Mecanismo Structural Engineering.

© 2017 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Structural refurbishment; Historical industrial heritage; Serrería Belga; Matadero; Google Campus Madrid

Resumen

Madrid cuenta con un número importante de edificaciones industriales de carácter histórico de gran valor arquitectónico y patrimonial que una vez cesado su uso industrial original habían quedado durante largo tiempo en desuso. Afortunadamente en los últimos años han sido varias las actuaciones encaminadas a recuperar ese importante Patrimonio Histórico, destinando los edificios a nuevos usos que requieren en muchos casos grandes transformaciones tanto a nivel arquitectónico como estructural, las cuales deben acometerse no solo pensando en cumplir la nueva función, sino en preservar y potenciar el valor de las edificaciones existentes.

El presente artículo expone algunas estrategias comunes aplicadas a la intervención estructural sobre varios edificios en los que dicha tarea ha sido desarrollada por Mecanismo Ingeniería.

© 2017 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Rehabilitación estructural; Patrimonio histórico industrial; Serrería belga; Matadero; Google Campus Madrid

1. Introduction

This paper presents a series of common strategies followed when refurbishing the structure of several historic industrial buildings in the city of Madrid.

DOI of original article: <https://doi.org/10.1016/j.hya.2017.05.009>

* Corresponding author.

E-mail address: jacinto.ruiz@mecanismo.es (J. Ruiz Carmona).

<https://doi.org/10.1016/j.hya.2018.05.001>

0439-5689/© 2017 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

2. Structure intervention strategies

All interventions gathered in this paper have something in common: the heritage and architectural value of the refurbished buildings was extremely relevant. Hence, although the state of preservation and the extent of the intervention itself were quite diverse, all structure intervention strategies had a common parameter: the willing to preserve and enhance the original structure while using a contemporary language for the new structures designed, making a clear difference between the old and the new.

For preservation and enhancement purposes, we followed a series of steps. Firstly, we characterized the original structure, including a close study of the existing documentation (generally scarce, since all buildings were quite old) and measurement of buildings as well as tests in order to characterize mechanical properties of materials. Secondly, we estimated the original structure capacity, analyzing it to determine its load capacity (plastic analysis within material and typology possibilities in each case) and checking whether it withstood the structural strength. By doing this, structural strengthening could be avoided or at least minimized, as well as other interventions that may have distorted the original structure.

As for the new structures, a contemporary language was aimed when using both different materials from those of the existing structures (steel, ETFE, etcetera) and typologies (light, hanging structures, etcetera).

3. Recent examples

The following is an analysis of three examples of the aforementioned. Refurbishments were made within the last decade on several industrial heritage buildings in Madrid. The design projects have been developed by different architects, always with the partnership of Mecanismo Structural Engineering.

3.1. *Matadero in Legazpi*

The old slaughterhouse in the neighborhood of Legazpi, by the Manzanares river, was designed by architect Luis Bellido. It consists of a series of warehouses built between 1908 and 1928 out of masonry walls and both steel and reinforced concrete (some of the first in the city of Madrid) structures [1] (Figs. 1 and 2).

In the eighties, a slaughterhouse made no longer sense in Madrid downtown, so it was transferred to its current location in Mercamadrid, falling into disrepair. In 1996 it was definitely closed and the premises were listed as Spanish National Heritage, in accordance with 1997 land-use planning (Plan General de Ordenación Urbana de 1997) [2].

Over the last decade, a plan [3] has been developed in order to reconvert the warehouses toward new public purposes, generating a great cultural center connected to the new Manzanares axe, known as Madrid Río (Madrid River). Mecanismo Structural Engineering was engaged in the refurbishment of warehouses 8, 8b, 9, 15 and 16. These projects have won several awards,



Figure 1. Historic picture of the original Matadero de Madrid complex.



Figure 2. Current aerial view of Matadero de Madrid complex.



Figure 3. Warehouse 8. Outside view.

including a special mention in 2013 Mies Van der Rohe Awards and 2012 COAM Prize.

Warehouses 8 and 9 are the biggest of the whole complex (70 × 34 and 94 × 24 m, respectively); their structures combine reinforced concrete slabs, columns and beams, and masonry perimeter walls. As a starting point for designing the intervention project, we had a report on “Materials inspection and characterization” by CEDEX [4] and a “Study on Foundation Characterization” by LCC [5], as well as the compulsory geotechnical study [6] (Figs. 3 and 4).



Figure 4. Warehouse 9. Outside view.

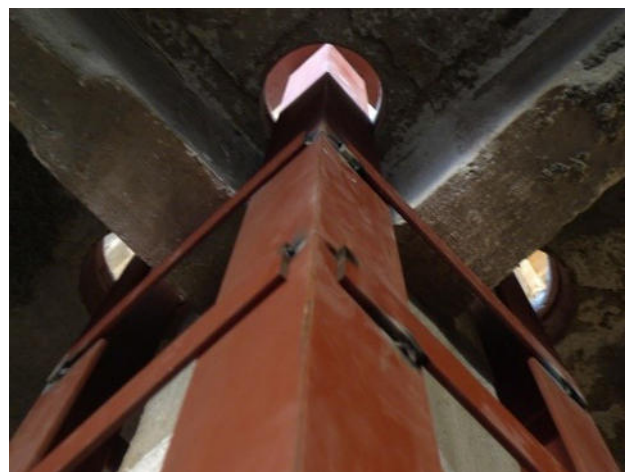


Figure 6. Already executed columns passing through the slabs.

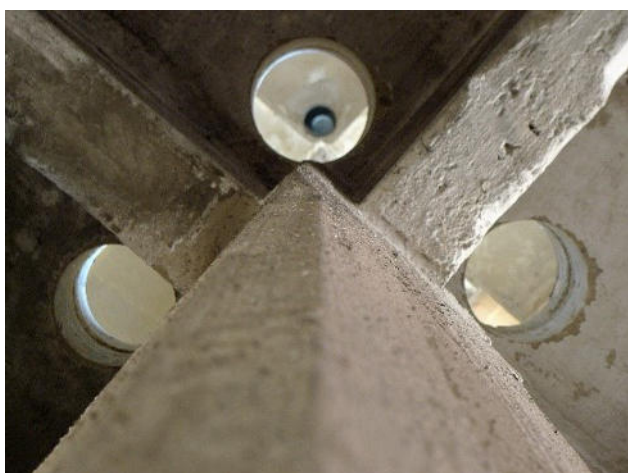


Figure 5. Space for new columns through existing slabs.



Figure 7. New steel structure in warehouse 8.



Figure 8. New steel structure in warehouse 9.

The concrete structure presented a poor conservation status: apart from its low compression strength capacity (estimated characteristic strength was 5–10 N/mm²), the main pathology was the general reinforcement corrosion. As a result of the aforementioned, it was not advisable to use the existing concrete structure elements for supporting the overloads derived from the new intended purposes.

Furthermore, the architectonic guiding principle was to make it possible for both old and new structures to coexist in the same space without eliminating each other. The visual power of the concrete structure, one of the first ever built in Spain, should not be altered by the new steel structure. In order to achieve this independence, the final decision was to separate them clearly (Figs. 5 and 6).

Thus, it was proposed to build a new steel structure inside the existing one that would support all new loads, also laying the slabs on the existing floors and leaving the foreground to the original exposed concrete ceilings. Therefore, the new steel structure was dimensioned in order to support one hundred percent of the expected loads resulting from the new purposes, so the existing structure would not have a supporting role

(except for the need of supporting itself). This proved to be feasible once the damages on the structure were repaired (Figs. 7 and 8).

Warehouses 15 and 16 also have a rectangular floor plan, but featured steel structure (columns, trusses and joists) and masonry walls. In both cases, the original structure was practically kept untouched except for the need to underpinning the

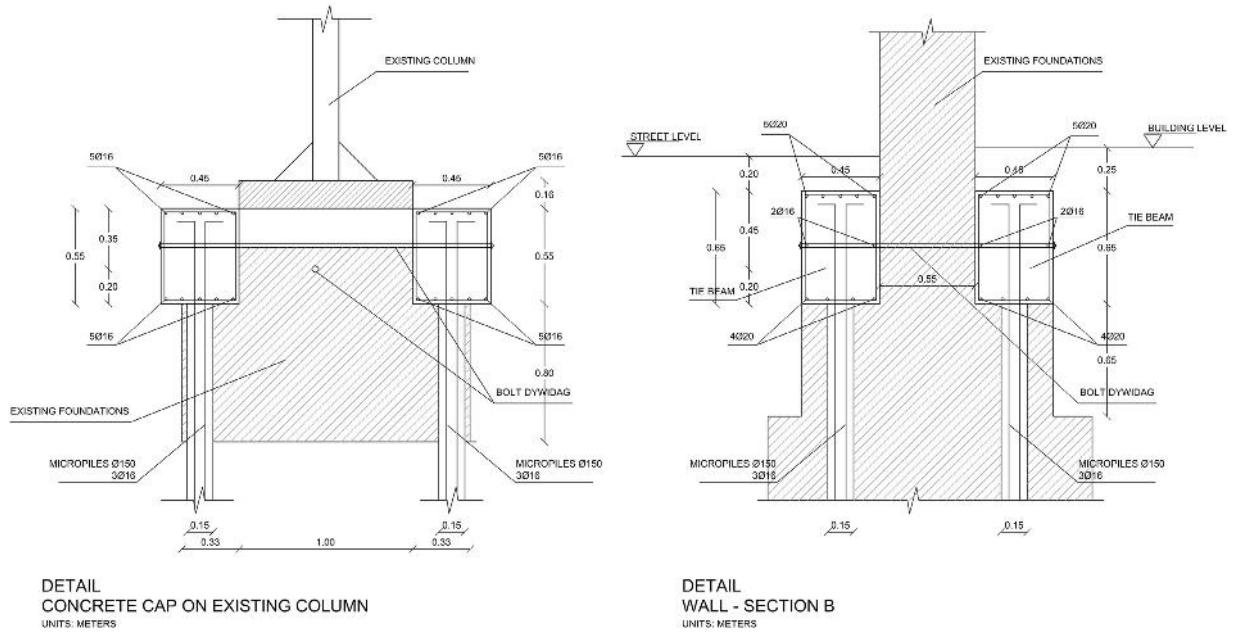


Figure 9. Detail of the micropile underpinning of existing walls' foundation.

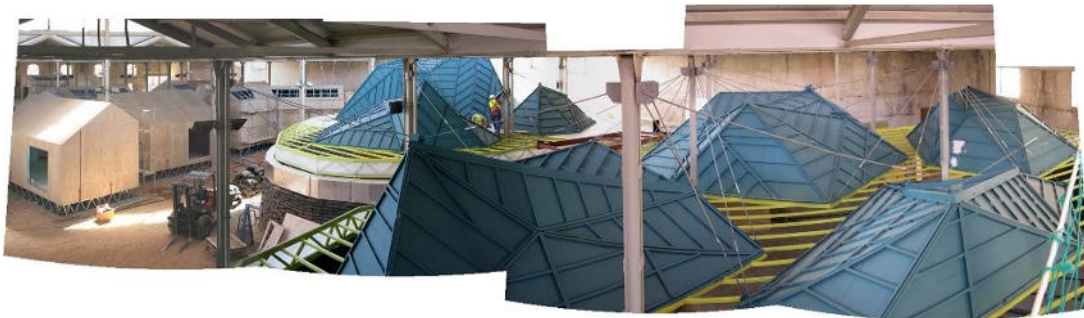


Figure 10. New steel structures hanging from the warehouse main structure.

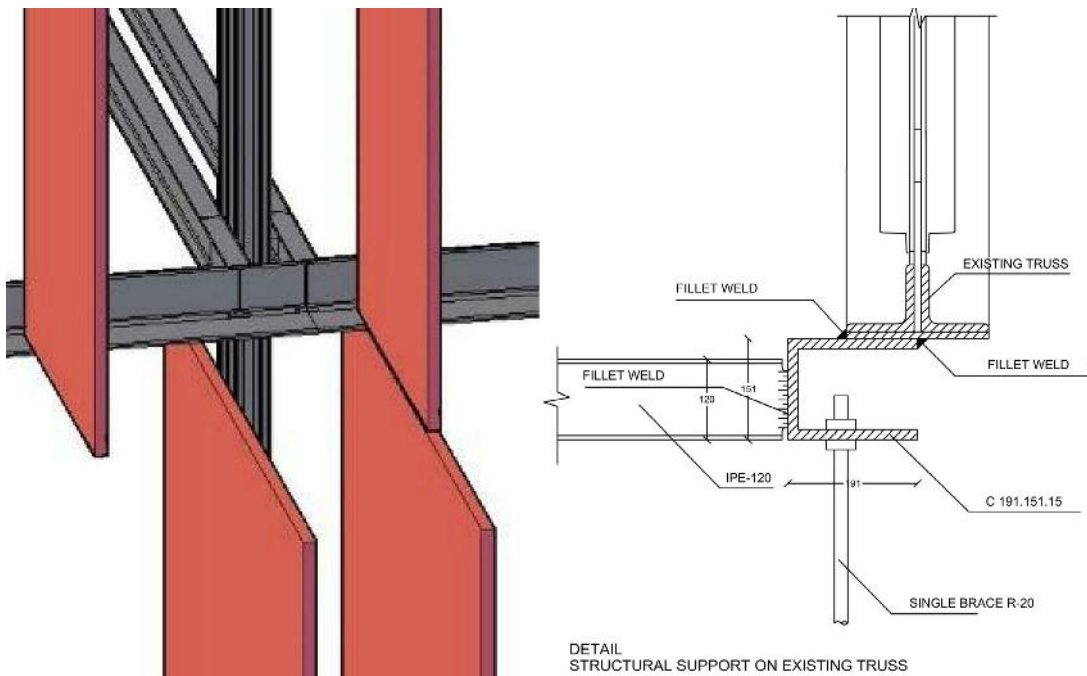


Figure 11. New metallic structure for supporting the new enclosure elements.

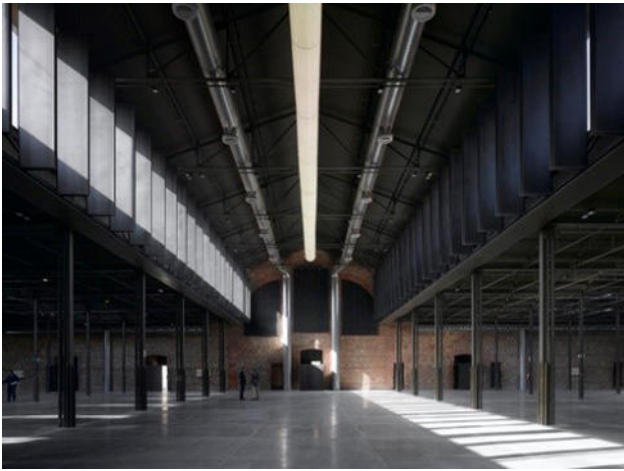


Figure 12. Inside view of the refurbished steel structure in warehouse 16.



Figure 15. Inside view of the original Serrería.

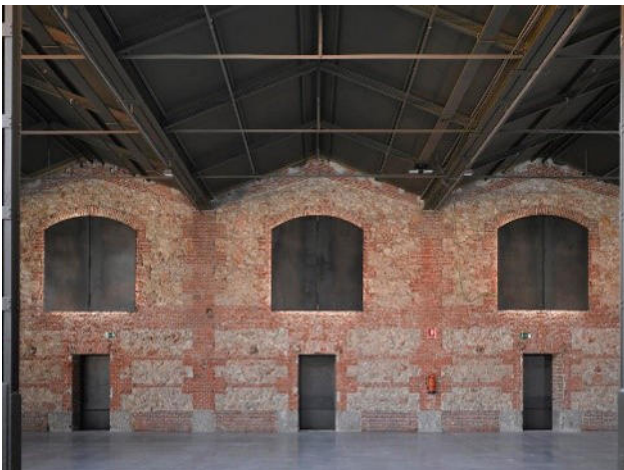


Figure 13. Inside view of the refurbished masonry structure in warehouse 16.

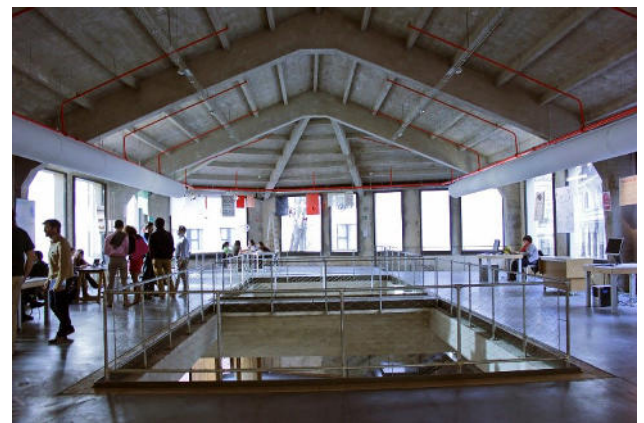


Figure 16. Inside view of the current Serrería.

masonry walls' foundation in several areas as well as to repairing some pathologies resulting from foundation movements on the finally repaired points (Fig. 9).

Intervention in warehouse 15 should allow it to host Red Bull Academy [7], a space meant for music creation, which was shaped with new structures using a clearly different language

from that of the other warehouses: light hanging structures, earth bag structures, etcetera [8] (Fig. 10).

As for warehouse 16, the indoor space was reshaped with a series of big swinging shuttles and doors. In order to achieve this, we had to design a number of steel substructures [9] (Figs. 11–13).

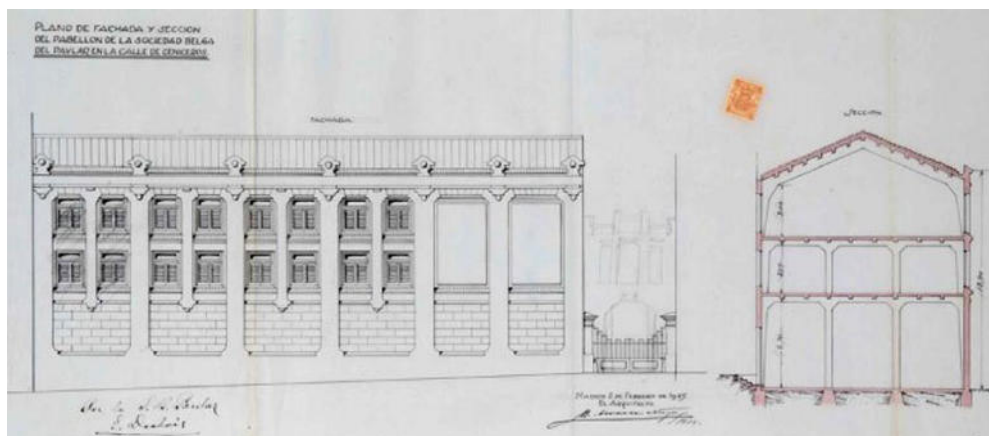


Figure 14. Original drawings by architect Manuel Álvarez Naya (1925). All structure elements—columns, beams, joists and slabs—are visible in the section.



Figure 17. Water containers used for the load test.

3.2. *Serrería Belga – Intermediae/Prado project*

The old *Serrería Belga* (Belgian sawmill) is a reinforced concrete building designed over the decade of 1920 by architect Manuel Álvarez Naya and is also one of the first to use this material in the city of Madrid [10]. After a long period of neglect, refurbishment works set off in 2007 in order to turn it into the new art creation center *Intermediae-Prado* [11]. The project has been awarded several prizes amongst which we could highlight 2013 COAM award (Fig. 14).

In order to work on the construction documents, we had access to an evaluation report on the existing structure by Geocisa, which concluded in the need of a structural strengthening for a significant share of the main elements. Given the great historical and esthetical value of the structure, both the architects – authors of the project – and the Madrid City Council technicians desired to keep the original structure untouched whenever possible (Figs. 15 and 16).

For this purpose, we developed a comprehensive analysis of the structure focused on the section strength having into account the redistribution of forces and plastic rotation of the reinforced concrete sections. To assess the structural repair needs, since the structure was already built and in order to avoid any project uncertainties whatsoever, we followed the reduction of nominal safety factors enunciated by Professor José Calavera in his book *Patología de Estructuras de Hormigón Armado*¹ (Ediciones Intemac) [12]. As for the materials properties, we adopted values indicated by Geocisa in their report, evaluating their characteristic strength. The study concluded that there was no need for any structural strengthening of the concrete structure in any point of the building.

Due to the existence of two reports drawing conflicting conclusions, Madrid City Council technicians proposed to do a load test. This load test was planned to assess the structural capacity and followed the requirements established in the EHE



Figure 18. View of the Tekla model developed for fabricating the steel structure.

regulations in loads at the time the project was developed. The test results verified the correct behavior of the structure and the structural strengthening of the existing structure could be finally avoided (Fig. 17).

Once again, the new structure elements were designed with a visibly contemporary language in order to distinct them from the old ones [13]: in this case, it was proposed to set a new communication core in the area occupied by a hall subsequently added to the original structure and which the design project planned to demolish. This new core was planned featuring a steel structure hanging from new trusses supported on four new Y-shaped columns [14]. Closures are stretched textiles. Given the geometric complexity of the steel structure, a Tekla model was developed for creating the shop drawings and fabricating the structure on CAD/CAM (Figs. 18–21).

¹ Reinforced concrete structure pathologies.



Figure 19. Overview of the structure during the construction process.

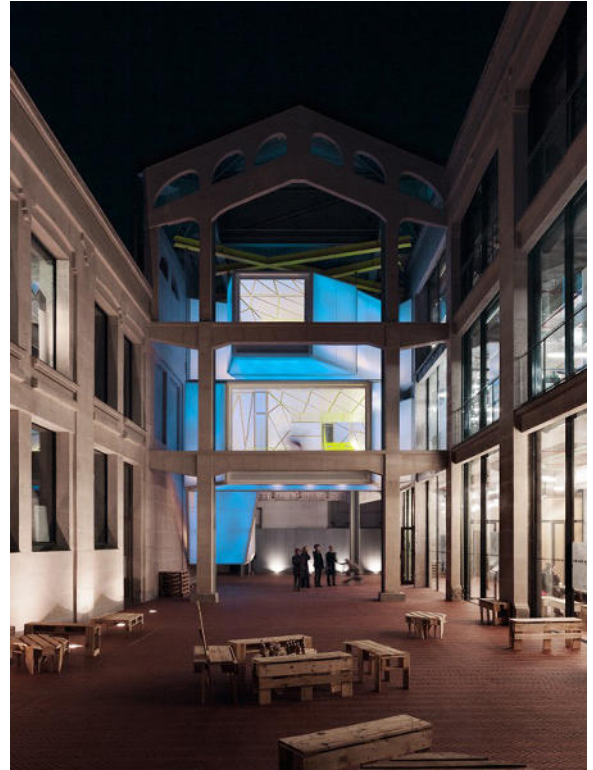


Figure 21. View of both the new steel structure and the original concrete warehouses.



Figure 20. View of the new steel structure from the courtyard.



Figure 22. Outside view of the building.

3.3. Google Campus

Google has deployed a series of buildings known as ‘Campus’ in different cities over the world (London, Tel-Aviv, Seoul, Warsaw or São Paulo). In 2014 they decided to open one of the said sieges in Madrid and, after studying several buildings for its location, they finally chose an industrial facility built in 1892 that housed Isaac Peral’s first electric power accumulator plant in Spain.

The 1892 building was an open-plan warehouse with a structure featuring masonry perimeter walls and steel trusses in the roof. In a subsequent intervention, it had been refurbished as an office building, and they had then deployed a new bay with steel columns and different new steel slabs levels supported on new steel beams (Fig. 22).

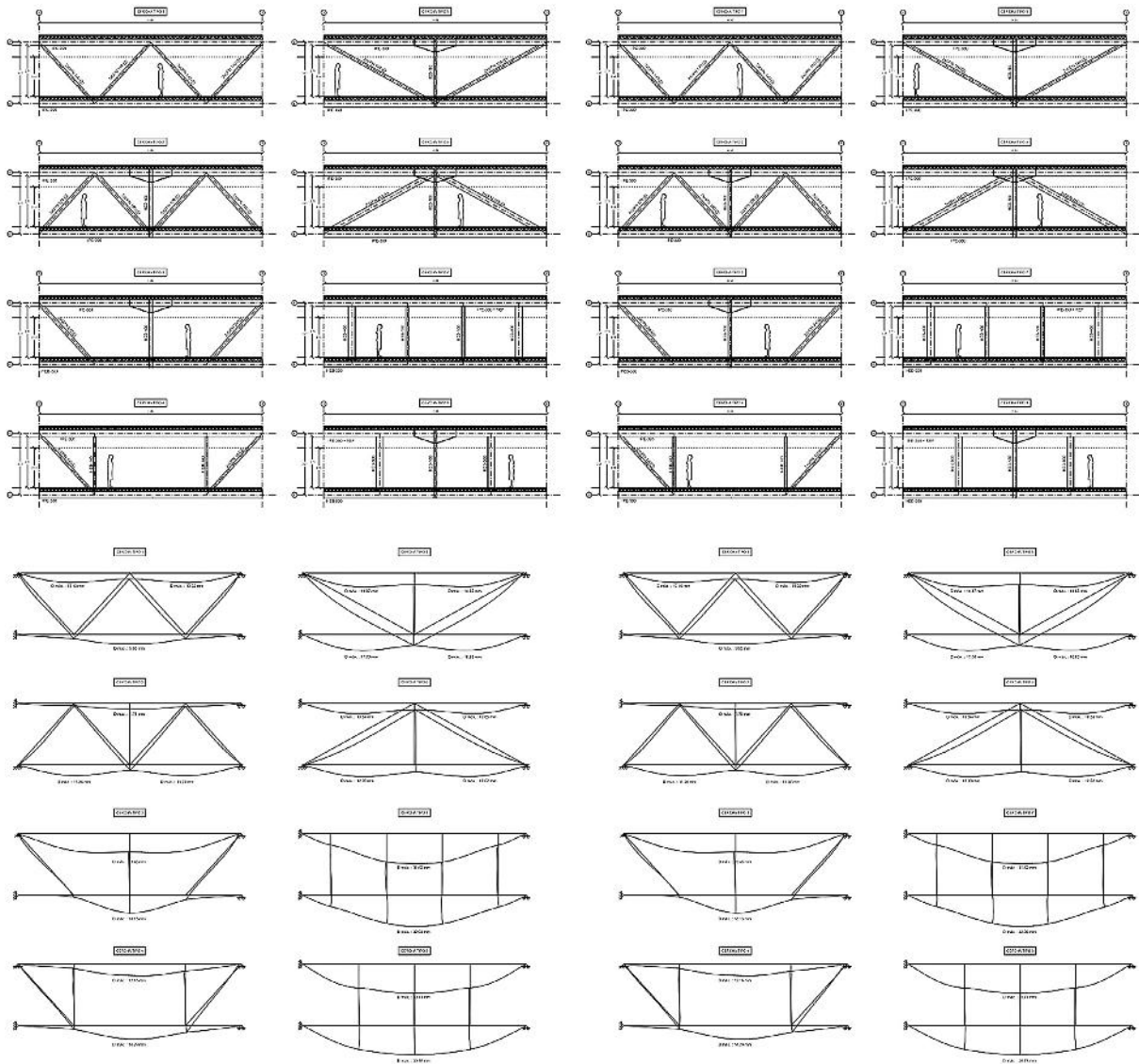


Figure 23. Alternative trusses studied.

In order to adapt the existing building to its new purpose as Google Campus, it was proposed to remove some of the slabs included in the previous refurbishment for the purpose of generating a double-height access area at one end of the building and an auditorium at the opposite end, partially recovering the great space of the original warehouse. As for the auditorium, the intervention involved removing some of the middle columns but keeping the top slab ceiling they supported, so we proposed to keep the beams on that level and those of the bottom level and to connect them so they became top and bottom chords for new trusses generated between the two upper floors (Fig. 23).

Several options were studied for arranging the bracings of the new generated trusses. In this study, we took into account a potential subsequent refurbishment in which a new slab floor could be added in the upper zone of the auditorium for the purpose of expanding workspaces at Campus. For this reason, we finally decided to set up several trusses not structurally optimized



Figure 24. Google Campus Madrid auditorium, featuring the new trusses based on the old beams of the demolished slab floors.

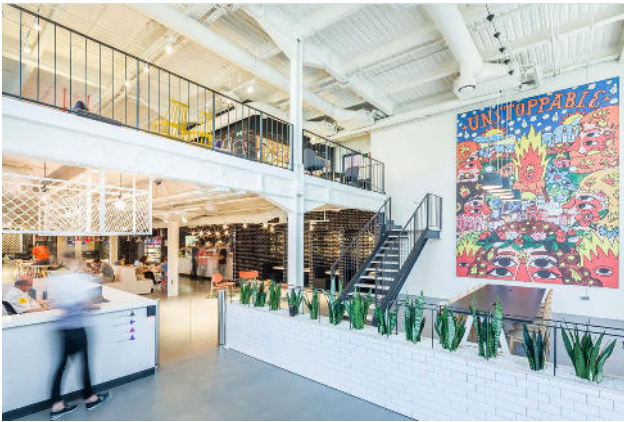


Figure 25. Double-height access area.

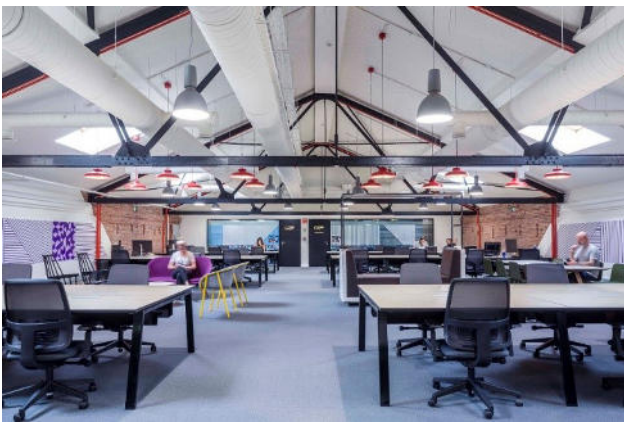


Figure 26. View of the upper floor featuring the original trusses.

but more compatible with that future purpose by arranging two columns and diagonals in both ends without triangulating the central area (Fig. 24).

In the building refurbishment project, the aim was to recover and enhance architectonic and structural elements of the original building that had been hidden or blurred in the first refurbishment, such as the aforementioned open-plan spaces, the large windows on the façade, or the existing masonry walls. Likewise, the elements already preserved and correctly exposed in the first refurbishment were amended according to the needs, such as the roof trusses, which required new treatment in order to meet the safety requirements in case of fire (Figs. 25 and 26).

4. Conclusions

This paper presents a series of examples of recent interventions on industrial historic heritage buildings in the city of

Madrid. For adapting these buildings to new purposes and regulation requirements, widely different actions have been carried out both at architectural and structural level, all of them with a common will of preserving and enhancing that heritage at the same time as highlighting the newly designed structures, adopting a contemporary language for making them easily recognizable.

According to the different purposes and program integration, the condition of the existing structure has been assessed by means of a combination of mechanical tests and numerical analysis. As for the refurbishment of the Serrería Belga, the structure was analyzed in order to consider the possibility of keeping the building original structure, which was finally achieved without adding any supplementary structural strengthening. However, for warehouses 8 and 9 in Matadero, after the analysis, we proposed a new steel structure so the original structure was only kept as an architectonic element, with no other structure function than supporting itself.

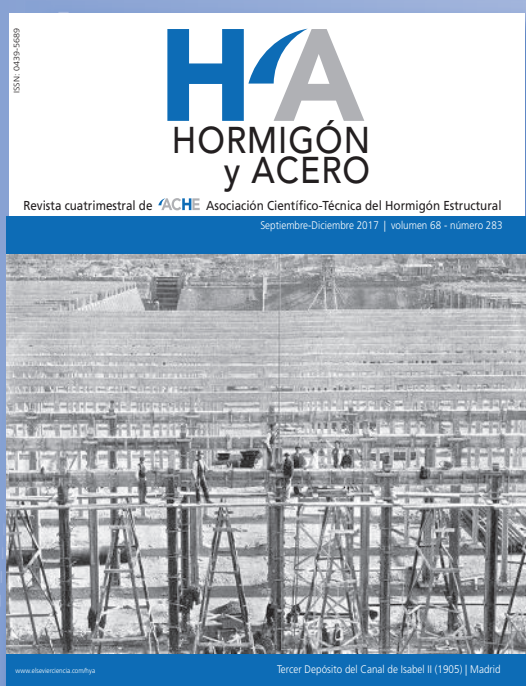
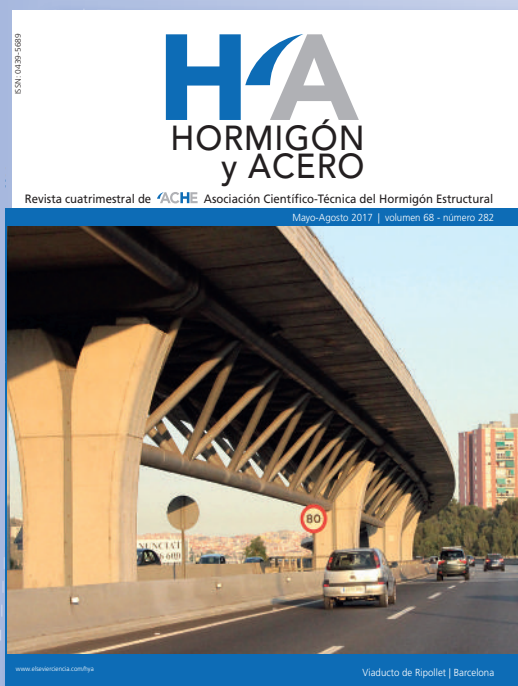
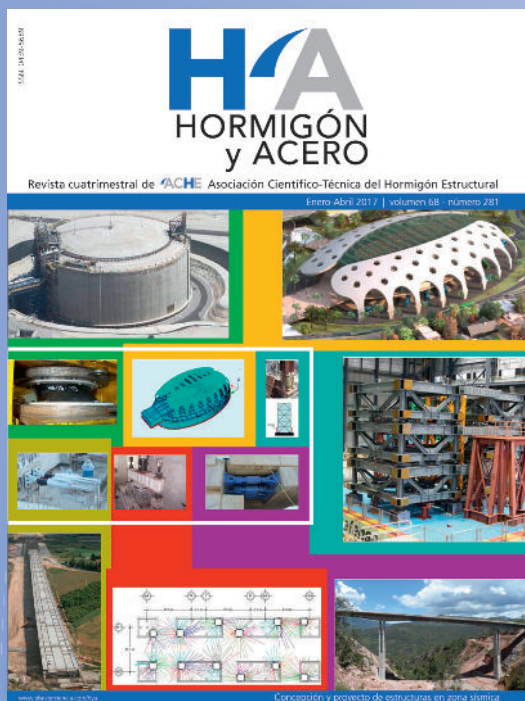
In any case, every project presented here followed a common analysis methodology in order to estimate the reinforcement needs, having into account a reduction of action safety factors – once all uncertainties were over – and taking experimental-based values into consideration for materials properties.

References

- [1] M. Lasso de la Vega, *Memoria histórica del antiguo Matadero Municipal de Madrid*, Servicio histórico del COAM, Madrid, 2005.
- [2] Matadero Madrid. New times, new architecture. <http://www.mataderomadrid.org/new-times-new-architecture.html> (accessed 10.03.15).
- [3] Ayuntamiento de Madrid, Concejalía de las Artes, *La arquitectura de Matadero Madrid* Matadero Madrid: Madrid, 2012.
- [4] CEDEX, *Inspección y caracterización de los materiales de varios edificios del antiguo matadero de Legazpi*, CEDEX, Madrid, 13-506-2-001, 2006.
- [5] LCC, *Caracterización de estructura y cimentación de la nave 16 del matadero de Madrid*, LCC, Madrid, 3/6803/016, 2010.
- [6] GMC Ingeniería, *Estudio geotécnico de la nave 15 de Matadero de Madrid*, GMC, Madrid, EG-2916/13, 2014.
- [7] Red Bull Music Academy. *Nave de la Música en Matadero Madrid*. <http://www.langarita-navarro.com/eng/project/red-bull-music-academy/> (accessed 10.03.15).
- [8] Langarita Navarro. 2G, no. 70, Ed. Gustavo Gili: Barcelona, 2015.
- [9] Hangar 16 Matadero Madrid. <http://www.inaquicarnicero.com/Hangar-16-Matadero-Madrid> (accessed 10.03.15).
- [10] Fundación Caja de Arquitectos. *Medialab/Prado. 12th Spanish Architecture and Urbanism Biennial: 60-69*: Madrid, 2013.
- [11] M. Langarita, V. Navarro. *Medialab/Prado*: Madrid, 2013.
- [12] J. Calavera. *Patología de Estructuras de Hormigón Armado*. Ediciones Intemac, 2005.
- [13] M. Langarita, V. Navarro. 2G. Barcelona: Gustavo Gili, 2015.
- [14] J. Rey-Rey, J. Ruiz, P. Vegas, *Rehabilitación de la Serrería Belga de Madrid para sede de Intermediae/Prado*, in: *V Congreso de ACHE*, Barcelona, 2011.



últimos números publicados



Base de datos de artículos publicados en números anteriores disponible en:
<http://www.e-ache.com>



Analysis of the early-age cracking in concrete made from rapid hardening cement

Análisis de la fisuración a edades tempranas de un hormigón fabricado con cemento de endurecimiento rápido

Héctor Cifuentes^{a,*}, Bhushan L. Karihaloo^b

^a Escuela Técnica Superior de Ingeniería, Universidad de Sevilla, Spain

^b School of Engineering, Cardiff University, UK

Received 24 November 2017; accepted 19 February 2018

Available online 14 April 2018

Abstract

This paper investigates the use of concrete containing ultra-rapid hardening cement for rapid repairs in confined spaces where the repaired element has to sustain dynamic loading within a short time after repair. The study focuses on the early-age strength development and structural integrity of the repaired element. The study is divided in two parts. The first part is devoted to the compressive and split cylinder strengths, and to the temperature rise under adiabatic conditions in the concrete repair material from early-age (1 h after casting) to 7 days of age. The second part of the study focuses on the finite element thermal and thermo-mechanical analysis of three repair options of a damaged concrete element in a confined space using simplified pseudo-static loading characteristics for the repaired element.

© 2018 Asociación Española de Ingeniería Estructural, ACHE. Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Cracking behaviour; Ultra-rapid hardening cement; Concrete; Maintenance; Numerical modelling

Resumen

En este artículo se analiza la utilización de un hormigón fabricado mediante cemento de endurecimiento ultra-rápido para la reparación urgente en espacios confinados, donde los elementos reparados son sometidos a cargas dinámicas poco tiempo después de su reparación. La investigación se centra principalmente en el estudio del desarrollo de la resistencia del material a edades tempranas, así como de la integridad estructural del elemento reparado. El trabajo se ha dividido en 2 partes. En la primera parte se analiza la resistencia a compresión, la resistencia a tracción indirecta y el aumento de temperatura bajo condiciones adiabáticas del hormigón de reparación desde una edad muy temprana (1 h después del hormigonado) hasta una edad de 7 días. En la segunda parte de la investigación se realiza un análisis térmico y termo-mecánico mediante elementos finitos de 3 opciones de reparación de un elemento de hormigón dañado y confinado en un espacio, utilizando cargas seudoestáticas simplificadas para el estudio del elemento reparado.

© 2018 Asociación Española de Ingeniería Estructural, ACHE. Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Comportamiento en fisuración; Cemento de endurecimiento ultra-rápido; Hormigón; Mantenimiento; Modelización numérica

* Corresponding author.

E-mail address: bulte@us.es (H. Cifuentes).

1. Introduction

In some structural applications, the curing time of concrete must be reduced since there is an imperative need, in terms of reducing operational costs, of accelerating the strength gain of the material. In such applications, the utilisation of standard Portland cement is not convenient and the rapid hardening cements (also called ultra-high early strength cement) must be used in the concrete. Rapid-hardening hydraulic cement based concrete mix can attain the 28-day strength of an equivalent Portland cement mix [1] in less than six hours. Usually, this type of cement has high alumina and calcium sulfate content and a minor amount of reactive lime than Portland cements [2,3].

Rapid-hardening hydraulic cement has a chemical reaction different from Portland cement [3]. The reaction product is composed primarily of hydraulic tetracalcium trialuminate sulphate (CSA) and dicalcium silicate (C₂S). Hydration of CSA leads to ettringite, which is a strong needle-like crystal that develops rapidly and gives the hydraulic cement a rapid hardening at early age [4]. It achieves strength much faster than Portland cement and many installations can be put into service in as little time as one hour. Another important aspect of this kind of cement is the absence of tricalcium aluminate (C₃A), which provides a high durability of this material in sulfate environments [5].

Rapid-hardening hydraulic cement has been used for both concrete repair [6,7] and new construction [8], especially in concrete pavements [9], i.e. wherever superior durability and rapid strength gain are required. One relevant application where this kind of rapid hardening cement composite is very appropriate is as filling materials for 3-D concrete printers [10], where the setting of concrete must be precisely controlled.

In this paper, we investigate the use of a commercial concrete mix containing ultra-rapid hardening cement for rapid repairs in confined spaces where the repaired element has to be put into service within a short time after repair. The investigation focuses on the early age strength development and structural integrity of the repaired element. The investigation is divided in two parts. The first part is devoted to the determination of the compressive and split cylinder strengths, and to the temperature rise under adiabatic conditions in the commercial concrete repair material from early age (1 h after casting) to 7 days of age. The second part of the investigation focuses on the finite element thermal and thermo-mechanical analysis of three repair options of a damaged concrete element in a confined space using simplified pseudo-static loading characteristic for the element application. The first part of the investigation which is a kind of forensic investigation was made necessary because the supplier of the ready-mix concrete repair material was reluctant for commercial reasons to reveal any information on the proportions of cement blend used in the ready-mix concrete material. From the results of the two investigations, it was possible to identify the origin of premature cracking in the repaired element and to suggest a solution to avoid this problem.

Table 1

Ratio of the mass of the components of cement classes I and II to the total cement mass.

Class	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	FreeCaO	SO ₃	MgO
I	0.565	0.140	0.100	0.080	0.029	0.035	0.013
II	0.510	0.240	0.053	0.166	0.004	0.025	0.009

2. Theoretical background. Heat of hydration of cement based materials

Since the early age behaviour of the rapid hardening cement is crucial and as no information about the cement blend in the concrete mix was supplied, a thermo-mechanical model for the analysis of the heat of hydration of the different cement blends and solutions had to be used as a forensic tool. The model used to predict the evolution of the heat of hydration is that proposed by Schindler and Folliard [11] (see also [12]).

The model of Schindler and Folliard considers the heat of hydration flux of the cement transferred to the concrete mix. According to this model, the total heat of hydration of a Portland cement class is a function of that provided by its components:

$$H_{cem} = 500 p_{C_3S} + 260 p_{C_2S} + 866 p_{C_3A} + 420 p_{C_4AF} + 624 p_{SO_3} + 1186 p_{FreeCaO} + 850 p_{MgO} \quad (1)$$

where H_{cem} is the total heat of hydration of the Portland cement (J/g) considering fully-hydrated cement and p_i is the ratio of the mass of the i th component to the total cement mass. Table 1 shows the components of cement classes I and II [13].

The evolution of the hydration of the Portland cement can be evaluated by means of the degree of hydration, δ , which varies from 0 to 1 (1 means complete hydration). This variable is stated as the ratio of the heat of hydration generated at a given time t , $H(t)$ in J/g, to the total heat produced in the reaction [14]:

$$\delta(t) = \frac{H(t)}{H_u} \quad (2)$$

H_u is the total heat available for the hydration reaction, $H_u = H_{cem}$.

The degree of hydration is usually considered as an exponential function as follows:

$$\delta(t_e) = \delta_u e^{-(\tau/t_e)^\beta} \quad (3)$$

where δ_u is the total degree of hydration, β the hydration shape parameter, τ the hydration time parameter (in hours), and t_e the equivalent age (in hours) at the reference temperature, T_r (K), which is given by:

$$t_e(t) = \sum_0^y e^{\left[-\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T_r} - \frac{1}{T}\right)\right]} \Delta t \quad (4)$$

Here, Δt is the time interval (in hours), T is the average temperature of the concrete mix (in K), R is the universal gas constant

(8.314 J/mol/K), and E_a is the activation energy (J/mol) defined as proposed in [11] which is in accordance to the Arrhenius theory considered in the maturity method [15].

When all the parameters are known, the rate of the heat generation due to the hydration process of the cement, Q_h , can be obtained as:

$$Q_h(t) = H_u W_c \left[\left(\frac{\tau}{t_e} \right)^\beta \left(\frac{\beta}{t_e} \right) \delta(t_e) \right] e^{\left[-\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T_r} - \frac{1}{T} \right) \right]} \quad (5)$$

with W_c being the cement content (kg/m³). A more detailed description of the model can be found in [11,14].

The heat equation, which can be solved by means of numerical methods (e.g. FEM), is then used to determine the evolution of the temperature in the concrete mix at any instant t by:

$$\rho c_p \frac{\partial T}{\partial t} - \nabla \cdot (k \nabla T) = Q_h \quad (6)$$

where ρ is the density, c_p is the specific heat, k is the thermal conductivity, and the source term is the volumetric heat flux as defined in Eq. (5).

Eq. (6) can be solved by FEM (e.g. LUSAS software) to obtain the temperature evolution of the concrete mix at any point of the domain and at any instant during the hydration process of the cement. The thermo-mechanical model must consider this temperature field to evaluate the mechanical properties and determine the thermal stresses potentially inducing early age cracking of concrete. Convective and radiative boundary conditions must also be considered in the model through their corresponding heat fluxes, q_{cv} and q_{rd} , respectively:

$$q_{cv} = h (T_{cv} - T_r) \quad (7)$$

$$q_{rd} = \sigma \epsilon (T_{rd}^4 - T_r^4) \quad (8)$$

h is the film coefficient between concrete and air, T_{cv} is the temperature of the convective boundary, T_r is the room temperature, σ is the Stefan-Boltzmann constant, ϵ is the emissivity, and T_{rd} is the temperature of the radiative boundary.

3. Experimental programme

3.1. Concrete mix

The concrete repair material was supplied in bags ready for mixing with water. The concrete mix proportions were provided but without any information on the commercially sensitive cement blend proportions apart from an indication that the blend contained a rapid hardening cement and standard Portland cement class I. To produce the concrete, we just had to add water to the dry ingredients (2.25 kg of water for each 25 kg bag of mix) and mix them in a normal mixer following the mixing instructions described on the bags and the data sheets. Our first investigation therefore was aimed firstly at checking whether the compressive and split cylinder strengths stated in the supplier data sheets could be reached, and secondly to get an idea of the proportions of rapid hardening cement and Portland cement class I in the blend by performing an adiabatic test. Henceforth,

the commercial concrete repair material will be simply referred to as RHC.

3.2. Compressive and split cylinder tests

Standard cube (100 mm) and cylinder (100 mm diameter, 200 mm height) specimens were cast from RHC. The specimens were tested according to British Standard procedures [16–18] at various ages after casting: 60 min, 90 min, 7 h, 24 h, and 7 days. The specimens tested at 60 and 90 min ages were only air cured, whereas those at later ages were water cured.

The mix was very wet after mixing, but it hardened within minutes in the mould. The results of compressive (f_c) and split cylinder (f_{st}) tests are given in Table 2. The compressive strength at all ages is consistently higher than the characteristic value stated in the product data sheets (Table 3).

3.3. Adiabatic temperature rise

This test was performed using a large polystyrene block in which a cubical cavity (roughly 150 mm side) had been made with a sharp blade. The sides of the cavity were lined with aluminium foil. The cavity was filled with the wet mix and covered first with aluminium foil and then a polystyrene lid. The lid was secured to the block with packaging tape. Five K-type thermocouples (up to 150 mm shaft length) were inserted through the lid into the mix within less than 5 min of mixing. A typical set up is shown in Fig. 1. The thermocouples were connected to a data

Table 2
Evolution of strength of RHC mix with age.

Age	RHC			
	f_c (MPa)		f_{st} (MPa)	
$t = 1$ h	1	17.30	1	2.06
	2	17.25	2	2.06
	Av.	17.28	Av.	2.06
$t = 1.5$ h	1	25.02	1	2.70
	2	25.55	2	2.48
	Av.	25.29	Av.	2.59
$t = 7$ h	1	36.85	1	3.27
	2	38.71	2	3.41
	Av.	37.78	Av.	3.34
$t = 24$ h	1	43.04	1	3.81
	2	42.82	2	3.51
	Av.	42.93	Av.	3.66
$t = 7$ days	1	54.90	1	4.34
	2	55.90	2	4.14
	Av.	55.40	Av.	4.24

Table 3
Early age properties of RHC used in the LUSAS analysis.

Age	RHC		
	f_c (MPa)	f_{st} (MPa)	E_c (GPa)
$t = 1$ h	15	1.55	12
$t = 1.5$ h	17.5	1.94	14
$t = 2$ h	20	2.66	16

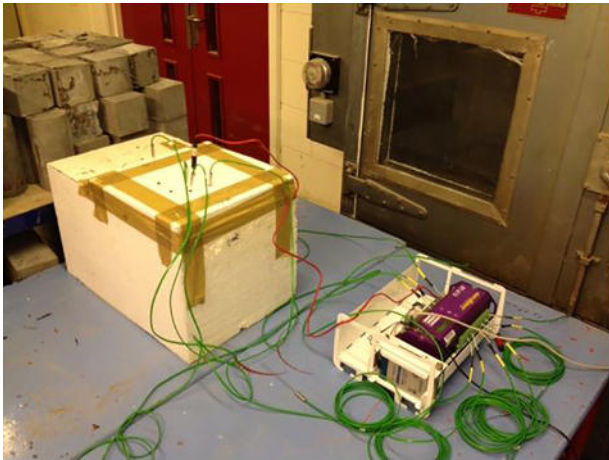


Figure 1. Adiabatic temperature test of the mix.

logger set to record the temperature readings every minute until steady state conditions had been reached. This rudimentary test set up ensures nearly adiabatic conditions until steady state but not thereafter. A more detailed explanation of several methods for determining the temperature rise in concrete is given in [19] and a procedure for estimation of concrete adiabatic temperature rise by semi-adiabatic temperature rise tests is given in [20].

In our case, several tests with different materials were performed. Fig. 2 shows the response of the most representative RHC mix that we studied in detail. The maximum temperature rise was registered at about 55 °C from an ambient temperature of 22 °C in 85–95 min after mixing. Note that there is practically no delay before the temperature of the mix began to rise.

3.4. Simulation of hydration kinetics

The hydration kinetics of any binder containing Portland cement can be accurately simulated under fully insulated (adiabatic) conditions using available simulation tools (e.g. LUSAS), provided its chemical composition is known, according to the method of Schindler and Folliard previously described. As mentioned above the suppliers of the RHC mix were only willing to say that the binder is a blend of calcium sulpho-aluminate (CSA) cement and Cem I, but for commercial reasons were not prepared to reveal the proportions of these two components. We had therefore to undertake a forensic investigation in order to gain an understanding of what we had observed in the adiabatic test on RHC mix.

We first simulated the hydration kinetics of Cem I for which the chemical composition is well characterised. We assumed that the mix contained 450 kg/m³ of Cem I only. As Cem I is blended with fly ash and therefore contains free lime, we expected it to reach a high temperature but after several hours of hydration following an equally substantial delay in the start of the hydration process. The simulations (Fig. 3) completely agree with the expected behaviour of Cem I. This gave us confidence in trying to reproduce the observed behaviour of the blended binder in the RHC mix (Fig. 2).

In the absence of information on the exact proportions of CSA and Cem I in the binder blend of RHC mix, we had to perform many trial simulations in order to reproduce as closely as possible the recorded temperature rise against time curve of RHC mix. The results are also shown in Fig. 3.

Fig. 3 compares favourably with the recorded response (Fig. 2) if the amount of Cem I in the CSA + Cem I blend available for hydration is 280 kg/m³.

It would appear therefore that the CSA + Cem I blended binder in RHC mix contains 280 kg/m³ of Cem I. As concrete with a 28-day characteristic compressive strength of 55 MPa (the 28-day characteristic strength specified in the RHC product sheets) usually contains about 350–400 kg/m³ of binder, it appears that the CSA content in RHC mix is between 70 and 120 kg/m³ (i.e. the proportions of CSA and Cem I are in the range between 0.2:0.8 and 0.3:0.7).

4. Thermal and thermo-mechanical analysis

The aim of the thermal (up to 90 min) and the coupled thermo-mechanical analysis (from 91 to 120 min) when the infill concrete is still hydrating while the load has come on the repaired element is to study the role of early age properties of RHC mix (summarised in Table 2) in the early age performance (up to 120 min) of the three repair options. We have used the characteristic compressive strength values from the supplier's product data sheets (see Table 3) because the mean values we measured (see Table 2) exceed the characteristic values.

For modelling the multi-crack concrete model available in LUSAS was employed. This model considers the non-linear behaviour of concrete in compression, loss of tensile strength with compressive crushing, softening in tension leading to the formation of fully formed stress-free cracks, aggregate interlock on partially and fully formed cracks, and crack opening and closing with both shear and normal crack surface movements [21–23].

4.1. Repair option 1

In this repair option the old concrete sleeper and the surrounding concrete are removed to create a bed (black contour and grey shaded in Fig. 4) for “popping” in the new pre-stressed sleeper (red contour in Fig. 4) and grouting it to the existing concrete (blue contour in Fig. 4) with RHC. The dimensions of the bed and the infill grouting RHC are shown in Fig. 4 and the LUSAS finite element mesh (without the sleeper) in Fig. 5.

In the first 90 min after the sleeper has been “popped” in and grouted with infill concrete RHC, the latter hydrates releasing heat. As the infill concrete is in frictional contact with the old concrete and the sleeper on the bottom and the sides are exposed to air on the top and at the front, some of the heat is dissipated by convection. The thermal analysis takes this into account through the use of appropriate convection coefficients between the fresh and old concrete and between the fresh concrete and air. The air temperature is assumed to be 27 °C. The evolution of temperature with time in the RHC infill is shown in Fig. 6. The

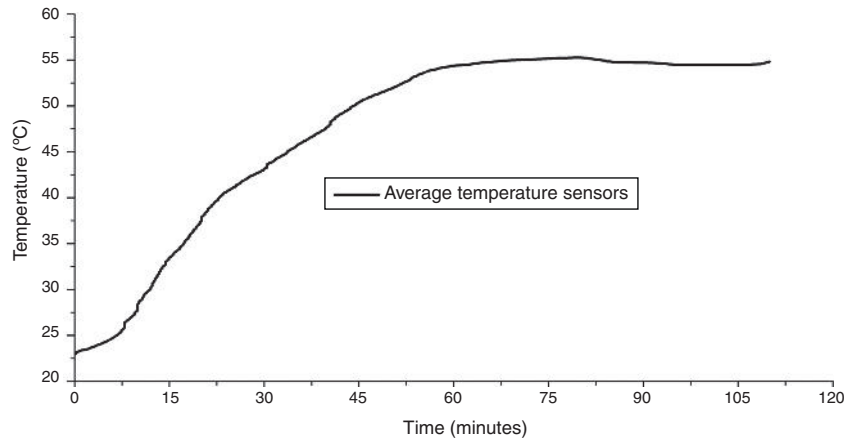


Figure 2. Adiabatic temperature rise of RHC mix.

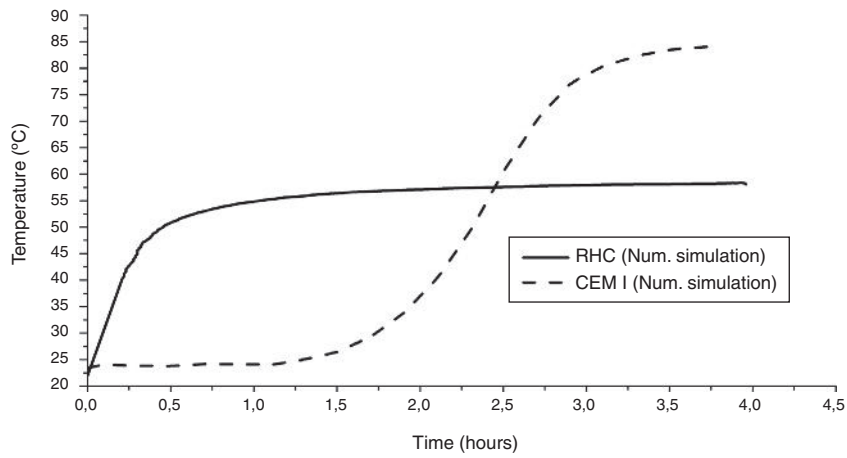


Figure 3. Adiabatic temperature rise in Cem I (450 kg/m^3) and in RHC mix. The horizontal scale shows time in hours and the vertical scale temperature in $^{\circ}\text{C}$.

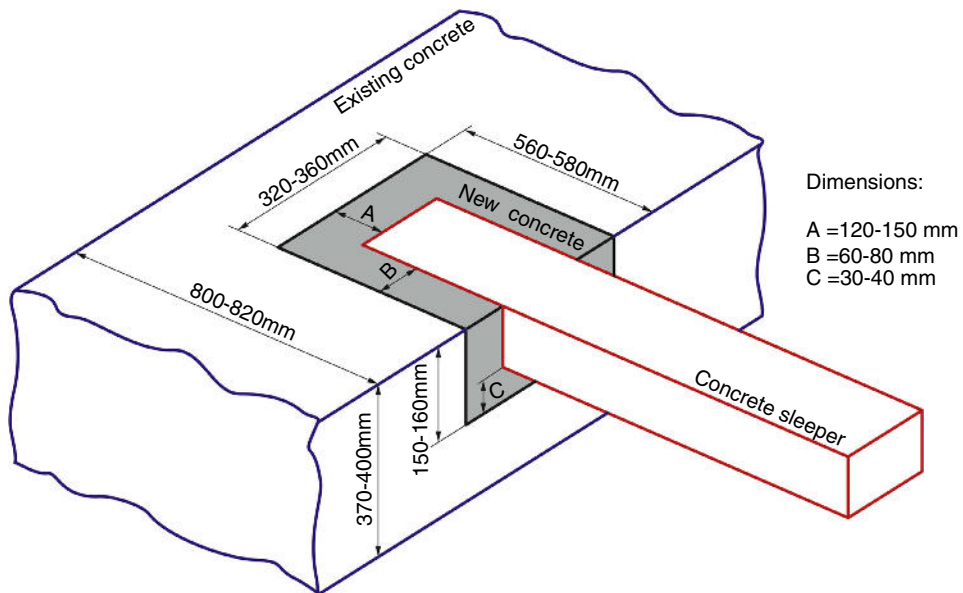


Figure 4. Scheme of the repair option 1.

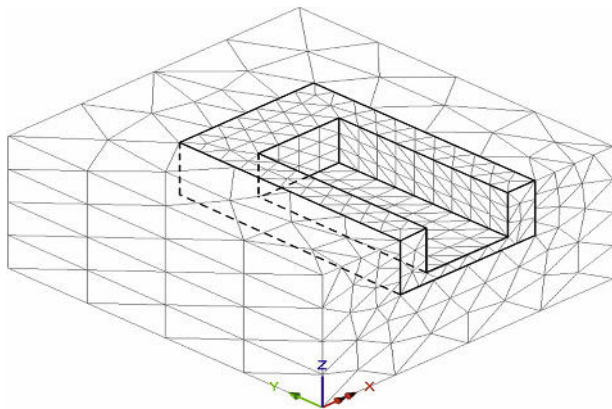


Figure 5. FEM mesh of the repair option 1.

temperature profile in the infill concrete 90 min after casting is shown in Fig. 7.

It is interesting to note that because of the confinement of infill concrete the temperature rise due to heat of hydration (Fig. 6) is only slightly lower than that registered under adiabatic conditions for RHC mix (cf. Fig. 3). Not surprisingly, the coolest regions, albeit still at well above the ambient temperature, are those that are exposed to air at the top and the front.

The contours of maximum and minimum principal thermal stresses (negative sign indicates compressive stress) in the infill RHC at age 90 min are shown in Fig. 8.

After 90 min, the first axle traverses the sleeper applying a quasi-static equivalent load of 209 kN to it. Assuming that the sleeper is in full contact with the bed of infill RHC, this concentrated load can be replaced by a uniform pressure on the bed applied in the negative z -direction, as shown in Fig. 9. At this stage we are considering only the most favourable load scenario which does not include any lateral loads in the x - and y -directions (Fig. 5). Moreover, as the hydration reaction in the infill RHC is still continuing, we perform a coupled thermo-inelastic analysis from 90 to 120 min. In this coupled analysis, apart from the frictional contact (interface) between the old and infill concrete, we now allow a certain movement between the infill concrete and the sleeper. Thus, the surfaces A and B in Fig. 9 in contact with

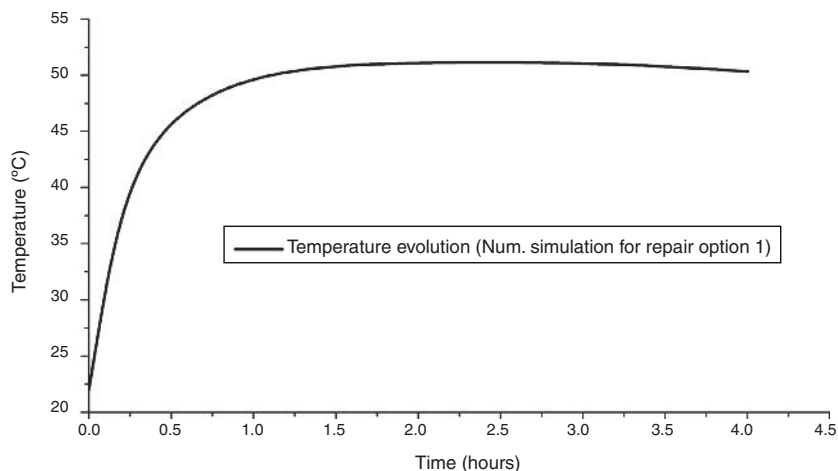


Figure 6. Evolution of temperature due to heat of hydration in the infill grouting RHC in the repair option 1.

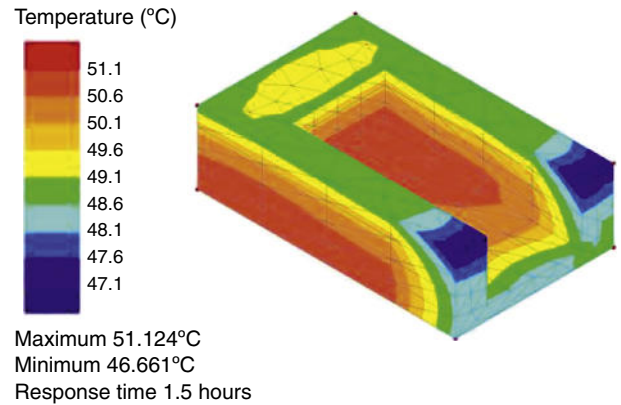


Figure 7. Temperature profile in RHC mix infill. Note that the maximum temperature at 90 min (about 51 °C) has dropped below the peak value registered under adiabatic conditions (cf. Fig. 3).

the sleeper are free to translate in the y -direction, whereas the surface C is free to translate in the x -direction. The contours of maximum and minimum principal thermo-mechanical stresses in the infill RHC at age 120 min are shown in Fig. 10.

As observed in Fig. 10, the minor damage generated is the same as at 90 min age (Fig. 8). Thus the axle loading does not seem to have induced any additional damage.

4.2. Observations on repair option 1

Our coupled thermo-inelastic analysis of the hydrating infill RHC mix under vertical axle loading shows insignificant damage at 90 min or 120 min age. The minor damage apparent in Figs. 8 and 10 is because of the stress concentration at sharp corners. The situation may however change if lateral loads are also applied (see below).

4.3. Repair option 2

In this repair option the old concrete sleeper and the entire concrete seat are removed to create a bed which is infilled in

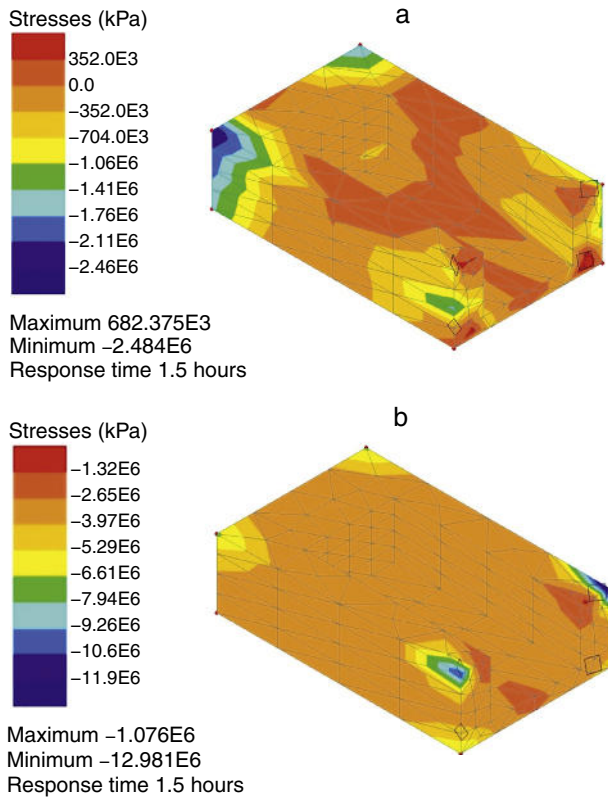


Figure 8. Maximum (a) and minimum (b) principal thermal stresses in infill RHC mix at 90 min age. The black diamonds indicate damage which is confined to corners.

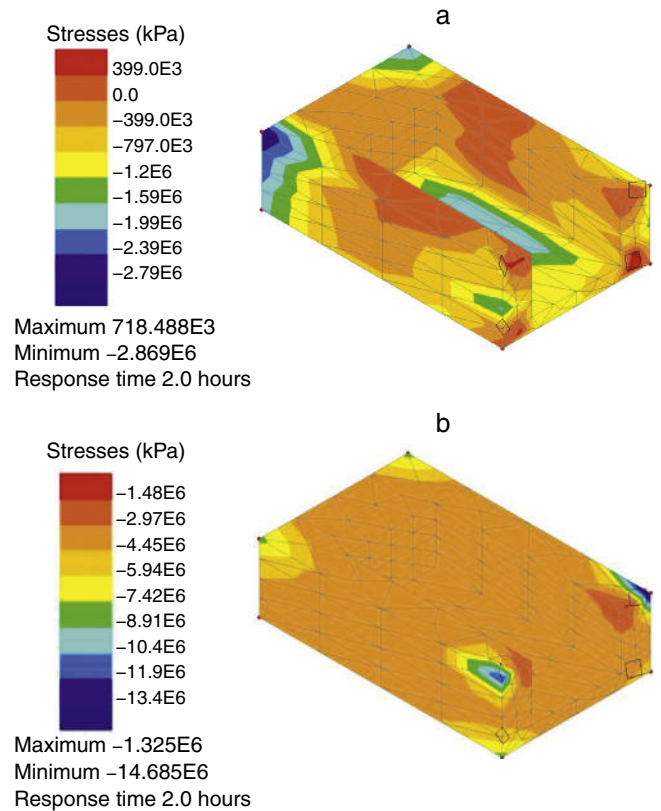


Figure 10. Maximum (a) and minimum (b) principal thermo-mechanical stress contours in the infill RHC at 120 min age. Black diamonds which indicate areas of damage are confined to corners.

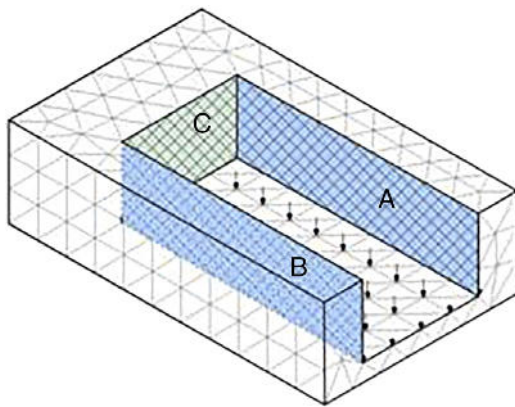


Figure 9. Loading scheme in the repair option 1 due to the train wheels.

one continuous pour with RHC mix in readiness for a new pre-stressed sleeper (Fig. 11).

The thermal and thermo-elastic analysis of the infill RHC concrete in the repair option 2 followed the same sequence as in the repair option 1 above. The evolution of temperature due to the heat of hydration was followed up to 90 min age. Following that the vertical axle loading was applied to the sleeper and the thermo-elastic analysis continued up to 120 min age. Frictional contact was assumed between the old concrete and cast iron tunnel lining and the infill RHC concrete as shown in Fig. 12. The same boundary conditions between the infill RHC concrete and the sleeper (Fig. 13) were assumed as in the repair option 1.

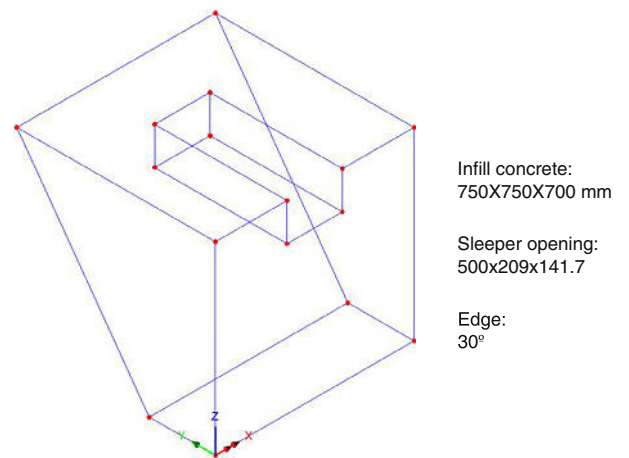


Figure 11. Geometry of the infill concrete block used in the analysis of repair option 2.

The principal thermal stresses at age 90 min in the infill RHC concrete are shown in Fig. 14.

The principal thermo-mechanical stresses induced in the infill RHC concrete by both the temperature and the vertical axle loading at 120 min age are shown in Fig. 15. A comparison with Fig. 14 shows that the vertical axle loading does not induce any damage additional to the minor thermal damage already present at 90 min age.

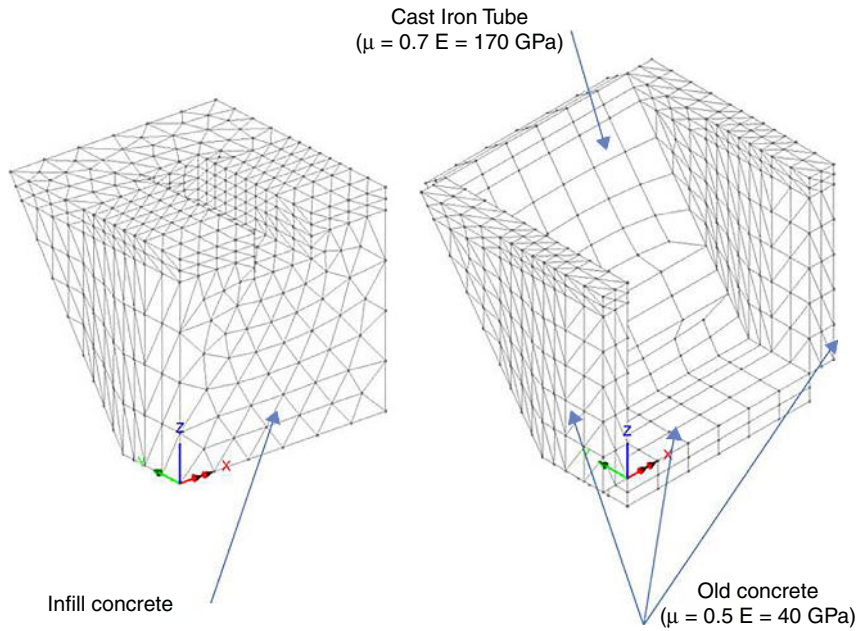


Figure 12. FEM mesh of the repair option 2.

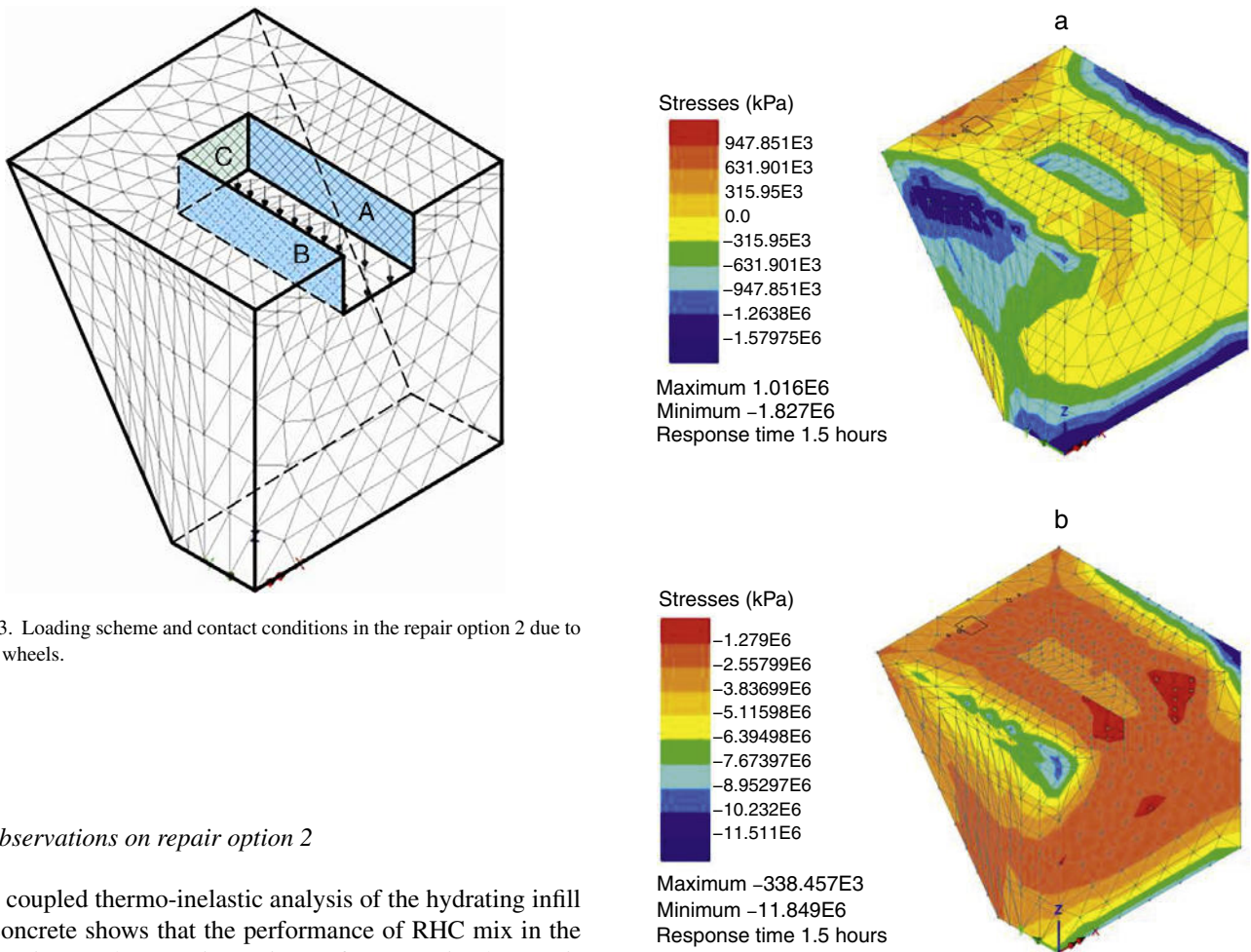


Figure 13. Loading scheme and contact conditions in the repair option 2 due to the train wheels.

4.4. Observations on repair option 2

Our coupled thermo-inelastic analysis of the hydrating infill RHC concrete shows that the performance of RHC mix in the repair option 2 almost mirrors its performance in the repair option 1. It suffers very minor damage at both 90 min and 120 min age (Figs. 14 and 15). However, the situation is likely to change when lateral loads are also applied (see below).

Figure 14. Maximum (a) and minimum (b) principal thermal stresses in RHC infill concrete at 90 min age. There is some minor top surface damage (black diamonds).

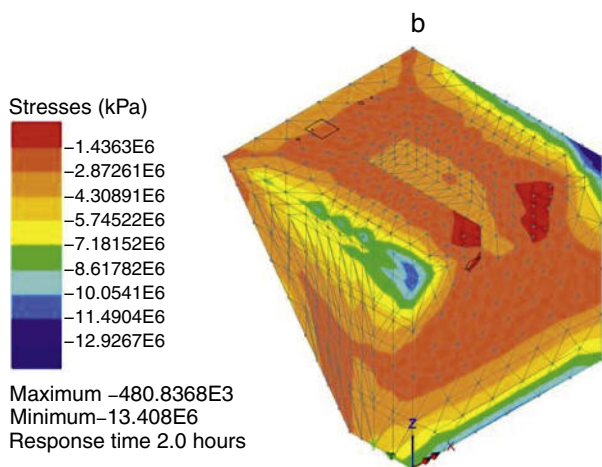
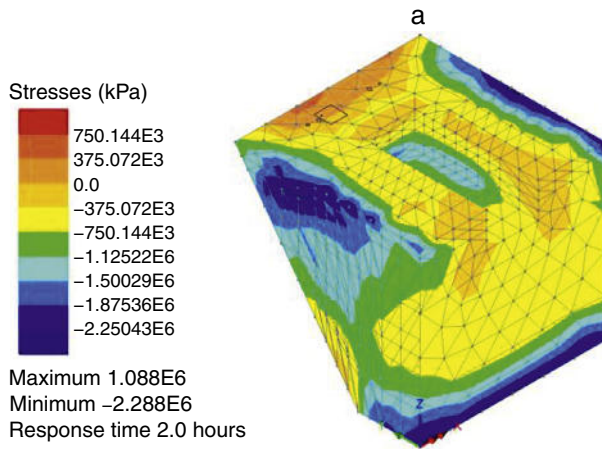


Figure 15. Maximum (a) and minimum (b) principal thermo-mechanical stresses in RHC infill concrete at 120 min age. Note that there is practically no change in the minor thermal damage from 90 min age (cf. Fig. 14).

4.5. Repair option 3

Repair option 3 is a modification of option 2 above. The infill RHC concrete block is cast in two pours, the first to level that just covers the sleeper re-bar and the second to final level with

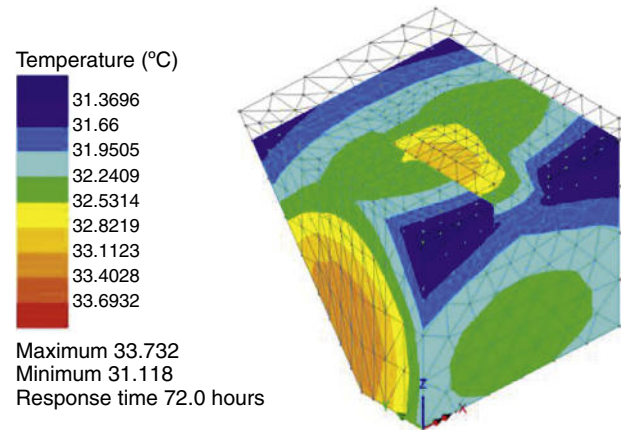


Figure 17. Temperature profile in infill RHC concrete pour 1 at 72 h age.

3 days between pours. In this option, the wheel load is applied 90 min after the second pour and there is an interface between the 3-days old first RHC pour and fresh second RHC pour. The geometry and the boundary conditions between the second pour and the sleeper are shown in Fig. 16.

The thermal and thermo-mechanical analysis in this repair option mimics the casting steps. First, a thermal analysis of pour 1 is performed until 72 h age. Next, the thermal analysis of this pour and pour 2 is performed for a further 90 min. Finally, a thermo-mechanical analysis is performed until pour 2 reaches 120 min age. The temperature profile in pour 1 at 72 h age is shown in Fig. 17. Note that the maximum temperature has already reduced to less than 34 °C. The corresponding thermal stresses at this age are shown in Fig. 18.

We present next the temperature profile (Fig. 19) in the RHC infill mix when the pour 2 is 90 min old (pour 1 is 73.5 h old) and the corresponding thermal stresses in Fig. 20.

Finally, we show in Fig. 21 the thermo-mechanical stresses when the age of pour 2 is 120 min and that of pour 1 is 74 h.

The minor cracking in both pours 1 and 2 is very nearly the same as at 73.5 h (Fig. 20) which again suggests that cracking is primarily induced by thermal stresses.

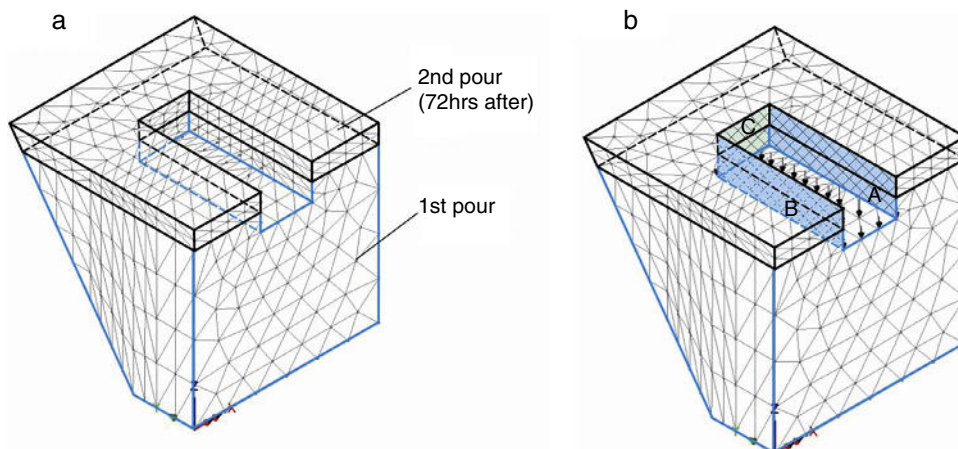


Figure 16. FEM mesh of the two-pour repair option 3 (a) and loading scheme and contact conditions due to the train wheels (b).

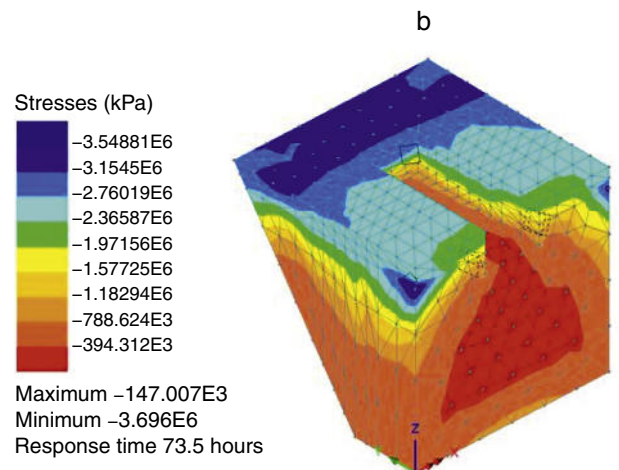
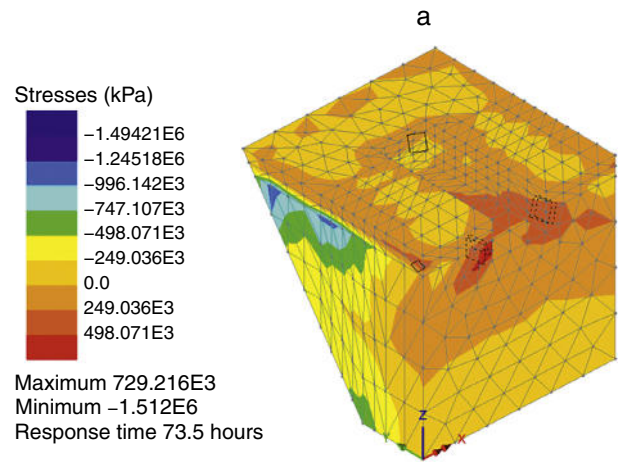
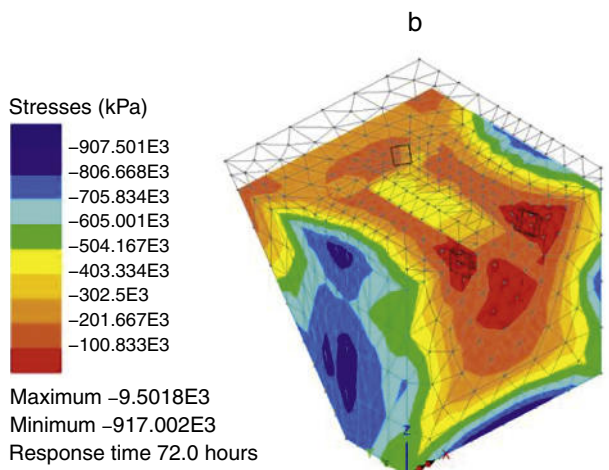
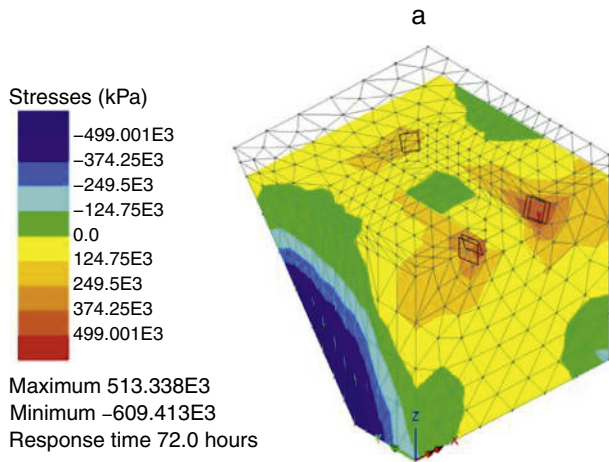


Figure 18. Maximum (a) and minimum (b) principal thermal stresses in infill RHC concrete pour 1 at 72 h age. Note that there are a few thermal cracks in this infill concrete.

Figure 20. Maximum (a) and minimum (b) principal thermal stresses in RHC infill concrete at 73.5 h. There are a few thermal cracks in both pours 1 and 2; those in pour 1 are shown by broken pyramids.

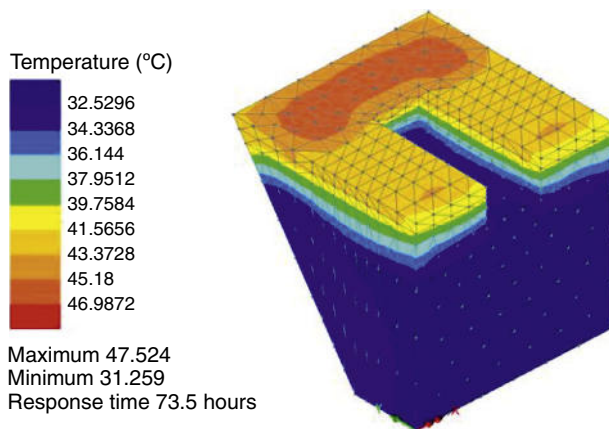


Figure 19. Temperature profile in RHC infill concrete pours 1 and 2 at 73.5 h. Pour 2 is only 90 min old.

4.6. Importance of thermal stresses to early age performance

In order to demonstrate the importance of thermal stresses induced by the heat of hydration to the early age performance

of the infill concrete elements, we have performed an inelastic analysis of the repair option 3 without thermal stresses. We were now able to include also the 4 rebars of the sleeper in this option, as shown in Fig. 22.

The principal mechanical stresses in the infill concrete at 120 min age of pour 2 (pour 1 is 74 hour old) under the vertical wheel loading are shown in Fig. 23. A comparison with Fig. 20 clearly shows that the thermal stresses are responsible for most of the minor damage. Indeed, it would appear from Fig. 23 that the vertical wheel loading hardly causes any damage even at this young age.

4.7. Influence of lateral shear loads

In the above thermo-mechanical analysis from 90 to 120 min age of infill RHC concrete in all three repair options we considered only the most favourable mechanical loading scenario, i.e. when the wheel loading was vertical (total static equivalent vertical load = 209 kN). It is of interest to investigate the performance of RHC infill concrete when the full shear loading in the lateral (65 kN) and longitudinal (1.6 kN) directions are applied, besides the vertical loading. In our co-ordinate system (Figs. 5 and 11),

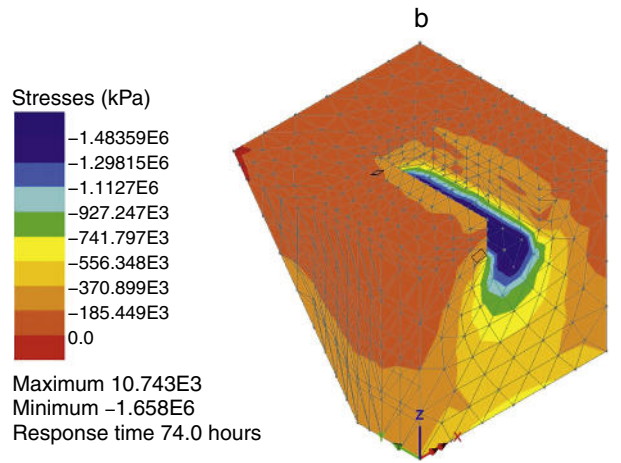
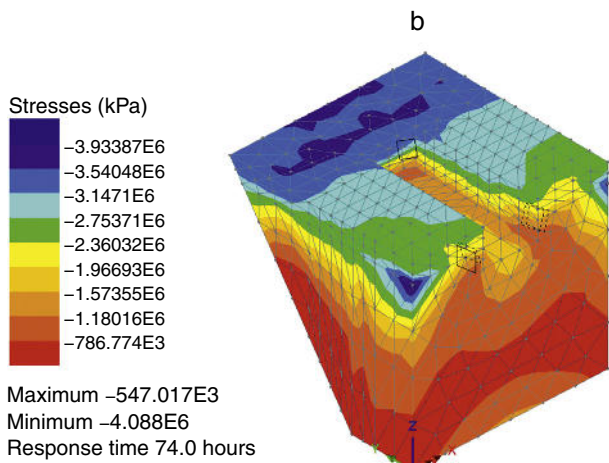
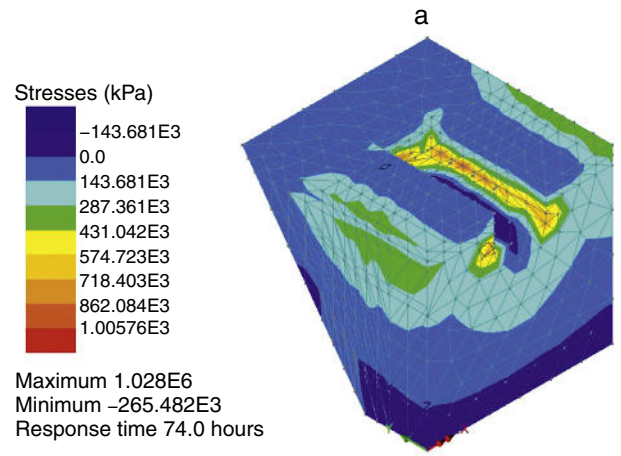
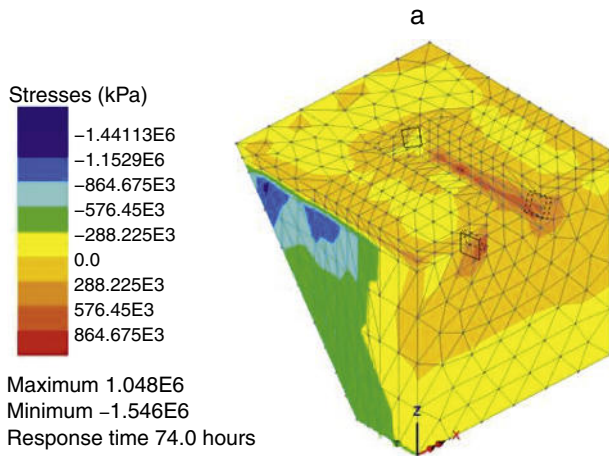


Figure 21. Maximum (a) and minimum (b) principal thermo-mechanical stresses in RHC infill concrete at 74 h.

Figure 23. Maximum (a) and minimum (b) principal mechanical stresses due to vertical wheel loading in the infill concrete when pour 2 is 120 min age (pour 1 is 74 h old). To get an idea of the role of thermal stresses in the early age performance, this figure should be compared with Fig. 21.

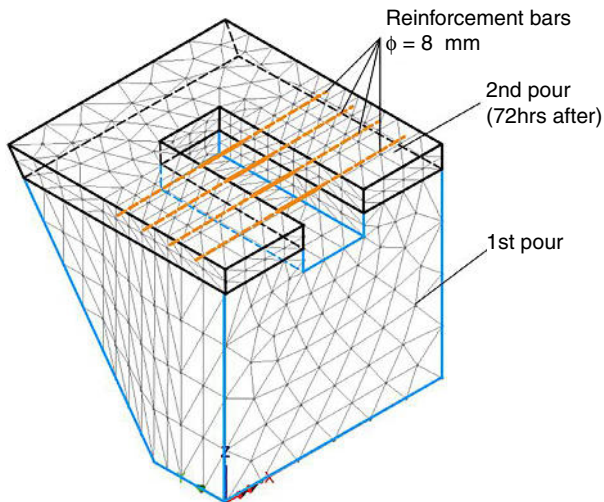


Figure 22. FEM mesh of the repair option 3 with rebars.

the longitudinal, lateral and vertical directions correspond to x , y , and z axes. We shall demonstrate the influence of the full lateral and longitudinal shear loads on the repair option 2. Fig. 24 shows the principal thermo-mechanical stresses at age 120 min,

i.e. 30 min after the application of the wheel loads. A comparison with the corresponding thermo-mechanical stresses under vertical wheel loading only (Fig. 15) shows that the lateral loads do indeed induce additional damage to the infill RHC concrete.

5. Conclusions

- The RHC mix easily reached the supplier’s specified characteristic strength data at all ages at which we tested it.
- The thermal analysis of the hydrating infill RHC concrete in repair options 1 and 2 shows that the thermal stresses are the primary cause of early age (up to 120 min) damage (cracking) even after the wheel load comes on the sleeper. The infill concrete made from the RHC mix is able to withstand the thermal and thermo-mechanical stresses with minimum damage in both these repair options.
- The repair option 3 in which the RHC infill is cast in two pours with a 3-day interval shows more thermal damage, especially at the interface between the two pours.
- Lateral shear loads, besides the vertical wheel load, cause some additional damage.

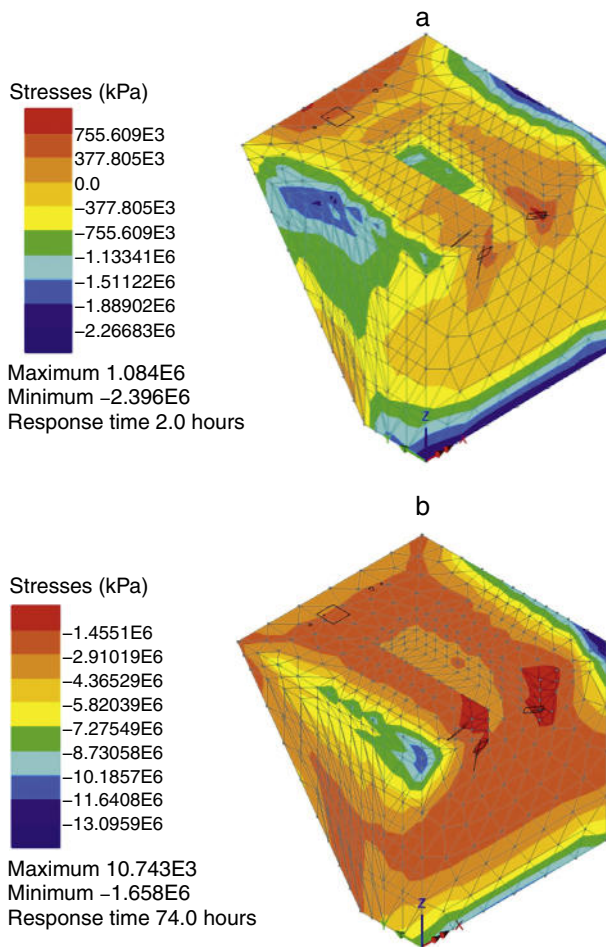


Figure 24. Influence of lateral loads on the thermo-mechanical performance of RHC infill concrete at age 120 min in the repair option 2. Maximum (a) and minimum (b) principal stresses.

Acknowledgments

HC would like to acknowledge financial support provided for this research by the Spanish Ministry of Science and Technology under project BIA2016-75431-R. This work was completed during HC's sabbatical at Cardiff University.

References

- [1] G.J. Osborne, *Brecem: a rapid hardening cement based on high alumina cement*, in: *Proc. Inst. Civ. Eng. Struct. Build.*, Thomas Telford Limited, 1994, pp. 93–100.
- [2] H.F.W. Taylor, *Cement Chemistry*, 2nd ed., Thomas Telford Limited, London, 1997.
- [3] A.M. Neville, *Properties of Concrete*, 4th ed., Prentice Hall, 1996.

- [4] E. Sakai, Y. Nikaido, T. Itoh, M. Daimon, Ettringite formation and microstructure of rapid hardening cement, *Cem. Concr. Res.* 34 (2004) 1669–1673, <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.04.021>.
- [5] X. Guo, H. Shi, W. Hu, K. Wu, Durability and microstructure of CSA cement-based materials from MSWI fly ash, *Cem. Concr. Compos.* 46 (2014) 26–31, <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.10.015>.
- [6] S. Popovics, N. Rajendran, M. Penko, Rapid hardening cements for repair of concrete, *ACI Mater. J.* 84 (1987) 64–73, <http://dx.doi.org/10.14359/15163>.
- [7] Y. Wang, L. Kong, Q. Chen, B. Lau, Y. Wang, Research and application of a black rapid repair concrete for municipal pavement rehabilitation around manholes, *Constr. Build. Mater.* 150 (2017) 204–213, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.173>.
- [8] X. Fang, A. Garcia, F. Winnefeld, M.N. Partl, P. Lura, Impact of rapid-hardening cements on mechanical properties of cement bitumen emulsion asphalt, *Mater. Struct.* (2014) 487–498, <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-014-0512-3>.
- [9] M. Rith, Y.K. Kim, S.W. Lee, J.Y. Park, S.H. Han, Analysis of in situ bond strength of bonded concrete overlay, *Constr. Build. Mater.* 111 (2016) 111–118, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.062>.
- [10] N. Khalil, G. Aouad, K. El Cheikh, S. Rémond, Use of calcium sulfoaluminate cements for setting control of 3D-printing mortars, *Constr. Build. Mater.* 157 (2017) 382–391, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.09.109>.
- [11] A.K. Schindler, K.J. Folliard, Heat of hydration models for cementitious materials, *ACI Mater. J.* 102 (2005) 24–33.
- [12] K. van Breugel, Numerical simulation of hydration and microstructural development in hardening cement-based materials (I) theory, *Cem. Concr. Res.* 25 (1995) 319–331, [http://dx.doi.org/10.1016/0008-8846\(95\)00017-8](http://dx.doi.org/10.1016/0008-8846(95)00017-8).
- [13] J.L. Poole, *Modeling Temperature Sensitivity and Heat Evolution of Concrete*, The University of Texas at Austin, 2007.
- [14] K. van Breugel, *Prediction of temperature development in hardening concrete*, RILEM Rep. 15, E&FN Spon, London, 1998.
- [15] N. Carino, The maturity method: theory and application, *Cem. Concr. Aggregates* 6 (1984) 61–73.
- [16] BS-EN-12390-3:2009. Testing hardened concrete. Compressive strength of test specimens. BSI 2002.
- [17] BS-1881-117:1983. Testing concrete. Method for determination of tensile splitting strength. BSI 1983.
- [18] BS-1881-121:1983. Testing concrete. Method for determination of static modulus of elasticity in compression. BSI 1983.
- [19] J. Wang, B.G. Ma, X. Wu, W. Yang, R.X. Zhao, Testing methods of adiabatic temperature rise in concrete, *Adv. Mater. Res.* 177 (2011) 574–577, <http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.177.574>.
- [20] C. Lim, J.-K. Kim, T.-S. Seo, Prediction of concrete adiabatic temperature rise characteristic by semi-adiabatic temperature rise test and FEM analysis, *Constr. Build. Mater.* 125 (2016) 679–689, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.08.072>.
- [21] LUSAS, *Theory Manual v15.2: Issue 1*, 2016.
- [22] A.D. Jefferson, Craft—a plastic-damage-contact model for concrete. I. Model theory and thermodynamic considerations, *Int. J. Solids Struct.* 40 (2003) 5973–5999, [http://dx.doi.org/10.1016/S0020-7683\(03\)00390-1](http://dx.doi.org/10.1016/S0020-7683(03)00390-1).
- [23] A.D. Jefferson, Craft—a plastic-damage-contact model for concrete. II. Model implementation with implicit return-mapping algorithm and consistent tangent matrix, *Int. J. Solids Struct.* 40 (2003) 6001–6022, [http://dx.doi.org/10.1016/S0020-7683\(03\)00391-3](http://dx.doi.org/10.1016/S0020-7683(03)00391-3).

Numerical analysis of reinforced concrete beams strengthened in shear by externally bonded (EB) fibre reinforced polymer (FRP) sheets

Análisis numérico de vigas de hormigón armado reforzadas a cortante externamente mediante laminados de polímeros reforzados con fibras (PRF)

Eva Oller Ibars^{a,*}, Denise Ferreira^b, Antonio Marí Bernat^c, Jesús Miguel Bairán García^a

^a Ph.D. in Civil Engineering, Ass. Professor, Technical University of Catalonia, UPC, Spain

^b Ph.D. in Civil Engineering, Consultant, DIANA FEA, Netherlands

^c Ph.D. in Civil Engineering, Professor, Technical University of Catalonia, UPC, Spain

Received 6 April 2017; accepted 18 April 2017

Available online 20 June 2017

Abstract

In this paper, a fibre beam model previously developed by the authors for the nonlinear analysis of strengthened elements, including the effects of shear, is used to predict the response of reinforced concrete (RC) beams strengthened in shear with fibre reinforced polymers (FRP) sheets. This model has been extended not only for wrapped configurations but also for debonding failure in order to allow for its application to beams strengthened with U-shaped and side-bonded configurations. When simulating existing experimental tests, the model reproduces, with reasonable accuracy the behavior of the beams, being then a useful tool for practical engineering.

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

Keywords: Strengthening; Shear; FRP sheets; Debonding; Fibre beam model

Resumen

En este artículo se presenta la extensión de un modelo de filamentos y barras para el análisis no lineal de elementos reforzados externamente a cortante con laminados de polímeros reforzados con fibras, teniendo en cuenta los efectos del cortante. Este modelo se ha extendido no solo para configuraciones que envuelven de forma completa la sección con el laminado de polímeros reforzados con fibras, sino también para los casos en que se puede producir desprendimiento prematuro del laminado, para permitir su aplicación en vigas reforzadas en U o con laminados adheridos en las almas. Al simular ensayos experimentales existentes, el modelo reproduce, con una exactitud razonable, el comportamiento de las vigas reforzadas y, por tanto, es una herramienta útil para la ingeniería práctica.

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

Palabras clave: Refuerzo; Cortante; Láminas de PRF; Desprendimiento prematuro; Modelo de filamentos y barras

1. Introduction

The shear strengthening by means of FRP sheets or laminates can be performed in different configurations: (a) sheets fully

wrapping the cross-section (wrapped); (b) sheets or L-shaped laminates bonded on the lateral sides and the bottom surface of the beam (U-shaped); and (c) sheets or laminates bonded in the lateral sides of the cross-section (side-bonded). The sheets and laminates can be bonded in a continuous or discontinuous manner.

In the case of wrapped configurations, the shear failure is accompanied by FRP rupture or the FRP system can fail due to the rupture of the fibres at the round corner of the section. In

* Corresponding author.

E-mail addresses: eva.oller@upc.edu (E. Oller Ibars), d.ferreira@dianafea.com (D. Ferreira), antonio.mari@upc.edu (A. Marí Bernat), jesus.miguel.bairan@upc.edu (J.M. Bairán García).

U-shaped or side-bonded configurations, the FRP may debond before reaching its ultimate capacity.

A fibre beam model developed by the authors for the nonlinear analysis of RC and strengthened elements including the effects of shear [1–4] has been improved to account for strengthening by means of FRP sheets. The model has been validated in [5,6] through the analysis of RC beams strengthened in shear with FRP sheets involving different configurations by means of the modelization or the experimental campaign of Alzate [7], Khalifa and Nanni [8], and Matthys [9]. The model reproduces, with good accuracy, the experimental failure loads, the load-deflection behavior and the strains in stirrups and FRP with increasing load until failure. It also reflects the load-sharing between inner transversal steel reinforcement and EB FRP before and after premature debonding failure. This achievement is important due to its simplicity and computational speed to be applied at true scale structural analysis, making it an attractive tool for practical engineering. This paper briefly explains the model and shows some of the results of their application to simulate some existing experimental results.

2. Fibre beam model

2.1. Fundamentals of the model

This model is based on a flexural fibre beam model [10] which considers the interaction axial force – shear – bending moment (N-V-M) and uses a displacement-based FE formulation for the nonlinear phased analysis of concrete frame structures. The detailed formulation and validation of the 1D model with shear critical benchmarks was presented elsewhere [1–4]. Only a brief description of the fundamentals of the model is presented here.

Fig. 1 presents the general characteristics of the model for different levels of analysis: element, section, fibre and material. Regarding the element level, the model is based on the Timoshenko beam theory with the cross-section discretized into fibres, the longitudinal reinforcement simulated by means of filaments and transversal reinforcement considered smeared in concrete. At the sectional level, a shear-sensitive model accounts for the nonlinear force interaction (N-V-M). The plane-section theory, that allows determining the longitudinal strains at each fibre as a function of the generalized strains of the section, is coupled with a constant shear stress constraint along the cross-section. Filaments of longitudinal reinforcement are only submitted to axial strains and stresses, following the plane section theory. Transverse reinforcement (internal steel stirrups and/or EB FRP) is accounted through its volumetric ratio ρ_{st} and is submitted to axial stresses σ_{zst} . Compatibility requirements impose that the vertical strain ε_z in concrete is equal to the strain in the transverse reinforcement. The computed shear stresses τ_{xz} must equate the imposed shear stresses given by the fixed stress constraint τ^* of the sectional hypothesis. By guaranteeing these two requirements, the vertical axial strain ε_z and shear strain γ_{xz} of each fibre are outputted. This determination is not linear and an iterative procedure within the fibre level is needed.

Pertaining to the material simulation, a smeared and rotating crack approach is considered for concrete. Then, the cracked

concrete is simulated as a continuous material with orthotropic nonlinear uniaxial equivalent characteristics considering full rotation of cracks. The Hognestad parabola is considered for concrete in compression. Lateral effects of softening [11] and strength enhancement [12] factors are included. When FRP strengthening is placed by means of a wrapped configuration, the increment of both peak strength and ultimate strain of concrete due to the confinement action is considered through the model of Spoelstra and Monti [13]. A linear response is assumed for uncracked concrete in tension and a tension stiffening curve [14] is considered for the remaining stresses in the cracked stage. Longitudinal and transverse reinforcements (steel and FRP) are under 1D stress–strain states determined through linear uniaxial constitutive equations, with kinematic hardening for steel. Perfect bond is assumed between the concrete and the steel reinforcement.

2.2. Debonding failure

As experimentally observed in existing experimental programmes, U-shaped and side-bonded configurations of FRP usually fail due to debonding after the formation of a critical shear crack. For shear strengthening, the debonding failure initiates once the shear critical crack opens. Then, the laminate debonds if the FRP bonded length from the shear crack to the laminate end is not enough to anchor or transfer the tensile force acting on the FRP. In the side-bonded case, debonding can be observed at both sides of the critical shear crack. In the U-shaped case, debonding occurs in the upper side of the shear crack.

The debonding failure approach implemented in the present model is that proposed by Oller et al. [15]. This model was originally developed to predict debonding failure at the laminate end in beams externally strengthened by FRP in bending. This formulation can also be applied when predicting debonding for FRP shear strengthening. For U-shaped configurations, the bonded length L_b of each strip is the bonded length above the critical shear crack. For side-bonded configurations, the bonded length of each strip is the minimum length of the laminate above or below the critical shear crack.

The maximum transferred force F_{max} along the bonded length L_b , can be expressed as [15]:

$$F_{max,Lb} = b_f \sqrt{2G_f E_f t_f} \begin{cases} \sin\left(\frac{\pi}{2} \frac{L_b}{L_{lim}}\right) & L_b \leq L_{lim} \\ 1 & L_b > L_{lim} \end{cases} \quad (1)$$

$$L_{lim} = \frac{\pi}{2} \frac{\sqrt{2G_f E_f t_f}}{\tau_{LM}} \quad (2)$$

where b_f is the FRP width; t_f is the FRP thickness; E_f is the FRP modulus of elasticity; τ_{LM} is the maximum shear stress at the interface given by Eq. (3); G_f is the fracture energy or energy by unit area necessary to separate the laminate from the support given by Eq. (4). Units are in N and mm.

$$\tau_{LM} = C_{\tau_{LM}} \left(\frac{1}{f_{cm}} + \frac{1}{f_{cm}} \right)^{-1} \quad (3)$$

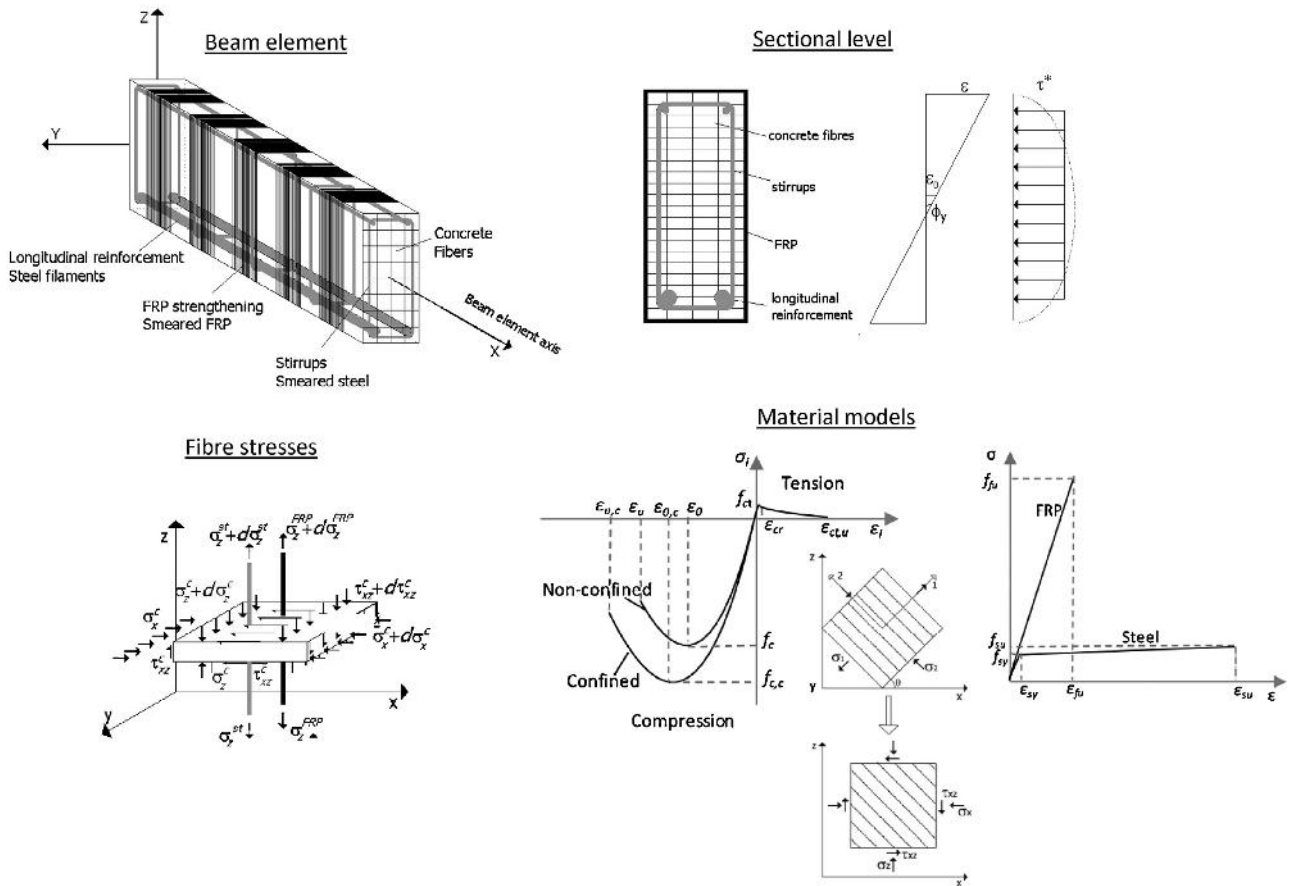


Figure 1. Shear-sensitive fibre beam model for FRP shear strengthened elements.

$$G_f = C_{vLM}^2 C_F f_{ctm} \quad (4)$$

where f_{cm} is the mean value of concrete compressive strength; f_{ctm} is the mean value of concrete tensile strength; C_{vLM} is a constant equal to 0.87; and C_F is a constant equal to 0.35.

Fig. 2 summarizes the input hypothesis considered in the sectional model, the output results and the criteria for checking FRP debonding failure. The gradients of vertical stresses between the border and the shear critical fibre are computed to be compared with the maximum transfer force. The shear critical fibre is considered to be located at $3/4 \cdot h$ being h the height of the cross section. The stress at this fibre is considered the critical tensile

stress σ_{zFRP} ($z = 3/4 \cdot h$). This criterion is a consequence of the basic hypothesis of the model, resulting into higher shear strains and higher vertical strains in the more cracked areas [4]. Since the vertical stress in the border is null, the gradient is equal to the tensile stress in the critical fibre. The critical stress in the FRP, σ_{zFRP} ($z = 3/4 \cdot h$), is compared with the maximum vertical stress that can be transferred to the FRP, $\sigma_{max,deb}$, given by Eq. (5), that corresponds to the maximum transferred force $F_{max,Lb}$. When the stresses σ_{zFRP} in the FRP laminate in the critical fibre reach the maximum allowed stress that can be transferred by bonding mechanism, the area of the FRP reinforcement of that cross-section is set to zero, and the analysis may continue with

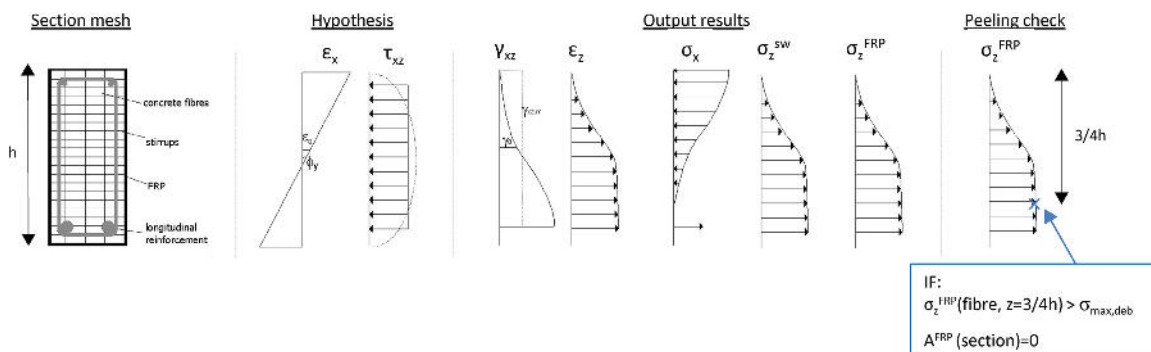


Figure 2. Sectional model and FRP bond failure checking procedure.

redistribution of forces in the remaining steel stirrups and FRP sheets in other cross sections.

$$\sigma_{max,deb} = \frac{F_{max,Lb}}{b_f t_f} \quad (5)$$

3. Numerical analysis of the experimental programme of Alzate [7]

An experimental programme on FRP-shear strengthened RC beams was carried out by Alzate [7] with the purpose of studying the contribution of FRP to the shear resistance of RC elements. The beams were simply supported, 4.5 m long and with a rectangular cross section of 0.42 m height and 0.25 m width. A RC beam critical to shear (control beam) was strengthened with different solutions of FRP in terms of configuration and quantity and tested until failure. From the set of beams tested in the experimental campaign, this paper presents the numerical simulation of some of the beams strengthened in shear with vertical FRP strips. A concentrated load was applied at a distance of 3 times the total depth ($a = 3h = 1.26$ m) from the support. Geometry, internal reinforcement and strengthening configurations of the specimens are represented in Fig. 3.

Beams were reinforced with FRP sheets of 300 mm width presenting two different thicknesses – S530 represent unidirectional fibres (530 g/m^2) with dry fibre thicknesses of 0.293 mm and S330 represent unidirectional fibres (300 g/m^2) with dry fibre thicknesses of 0.176 mm – and two different configurations – wrapped and U-shaped. The names of the tested specimens mean the following: W90S530 is the beam with wrapped S530 FRP; U90S530 is the beam with U-shaped S530 FRP; W90S300 is the beam with wrapped S300 FRP; and U90S300 is the beam with U-shaped S300 FRP. The fibres of the FRP sheets formed an angle of 90° with respect to the longitudinal axis and the sheets were spaced at 200 mm from edge to edge. The beams with wrapped

FRP strengthening present a ductile shear-bending related failure with FRP rupture and crushing of concrete near the load application point; in contrast, the beams with U-shaped configuration presented a brittle shear failure mechanism after FRP debonding. Experimental data available in [7] includes vertical displacements at mid-span measured and vertical strains in stirrups and in the FRP sheets monitored by means of bonded strain gages. The location of the sensors considered in the validation is represented in Fig. 3.

In the numerical simulation beam elements with 0.1 m length, cross-section discretized into fibres of 0.005 m height, longitudinal reinforcement simulated with steel filaments, both the transversal steel and FRP reinforcement considered smeared with their respective quantities and material properties. Different specimens of each type were tested (identified with $-a$, $-b$ or $-c$) and also simulated; the only difference between them is the compression strength of concrete f_{cm} .

The material properties of concrete and FRP considered in the model are listed in Table 1. For the beam with U-shaped configuration (U90), the parameters related to the debonding failure criteria (τ_{LM} , G_f and t_f) were determined as function of f_{cm} as shown in Table 1. For steel reinforcement, longitudinal and transversal, the following properties were considered: $E_s = 200 \text{ GPa}$, $f_{sy} = 500 \text{ MPa}$, $f_{su} = 580 \text{ MPa}$, $\varepsilon_{su} = 0.10$. Load was applied incrementally until failure.

The experimental and numerical shear force vs. deflection at mid span are compared in Fig. 4 for the two beams with different FRP configurations, wrapped (W90) and U-shaped (U90) and for the two series (S5 means series S530 and S3 means series S300). A good agreement was observed between the experimental and numerical results.

Table 2 gives the numerical results which show a good agreement with the experimental response in terms of ultimate load and along the nonlinear path with increasing load. The model is able to predict a correct failure load of the beams with U-shaped

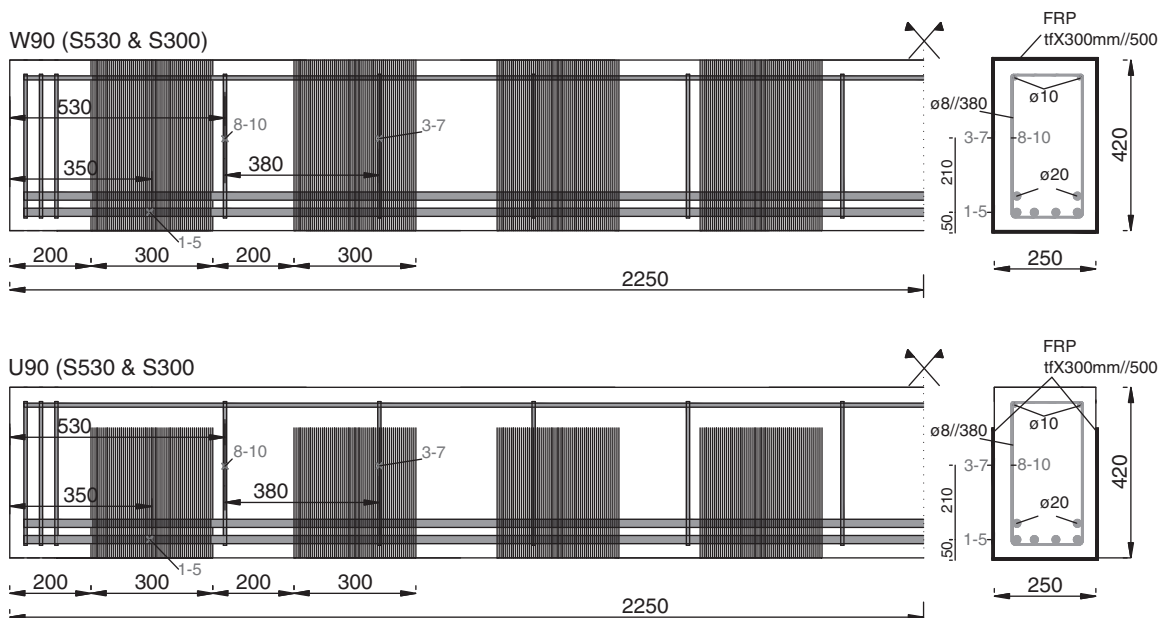


Figure 3. Geometry, reinforcement, strengthening configurations, and instrumentation of the beams tested by Alzate [7].

Table 1
Material properties employed in the analysis.

Tests	Concrete properties				Bond properties		FRP strengthening properties				
	f_{cm} , MPa	E_c , GPa	f_{cm} , MPa	$\varepsilon_{c,u}$, ‰	\bar{G}_f , MPa.mm	τ_{LM} , MPa	t_f , mm	ρ_f	E_f , GPa	$\varepsilon_{f,u}$, ‰	$f_{f,u}$, MPa
U90S5-a	36.95	32.56	3.33	3.5	0.717	2.24	0.293	0.0088	240	15.0	4000
U90S5-b	28.01	29.97	2.77	3.5	0.596	1.85	0.293	0.0088	240	15.0	4000
U90S3-a	20.50	27.29	2.25	3.5	0.484	1.49	0.176	0.0053	240	15.5	3800
U90S3-b	22.58	28.09	2.40	3.5	0.516	1.59	0.176	0.0053	240	15.5	3800
U90S3-c	28.01	29.97	2.77	3.5	0.596	1.85	0.176	0.0053	240	15.5	3800
W90S5	49.90	34.98	3.90	18.0	No debonding check		0.293	0.0088	240	15.0	4000
W90S3-ab	37.00	32.58	3.33	13.0	No debonding check		0.176	0.0053	240	15.5	3800
W90S3-b	37.00	32.58	3.33	13.0	No debonding check		0.176	0.0053	240	15.5	3800

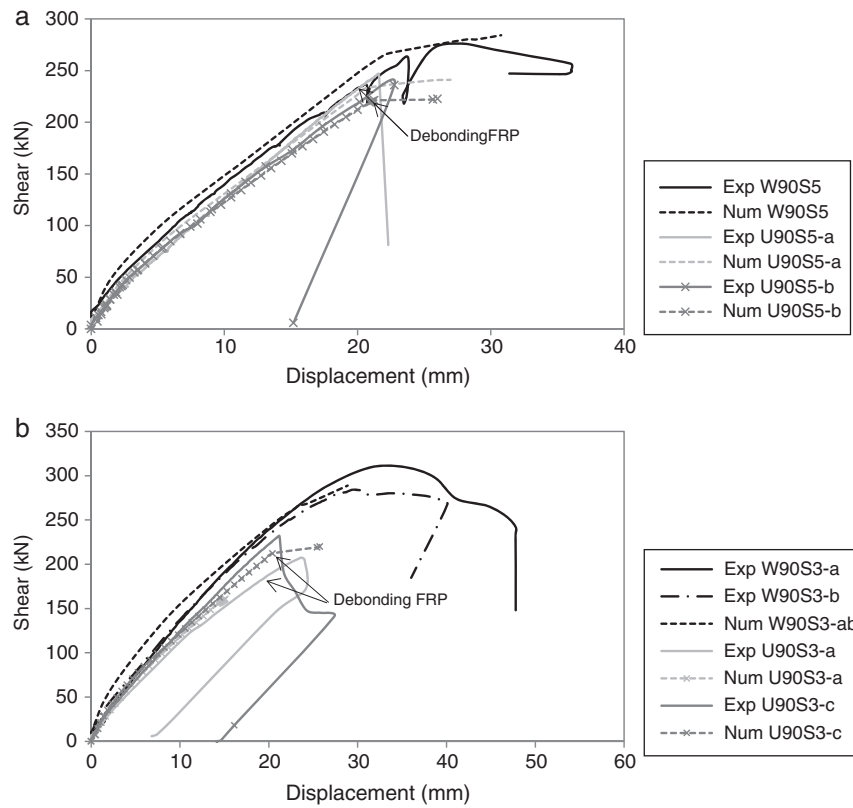


Figure 4. Shear force vs. displacement at mid-span: (a) Series S530; (b) Series S300.

Table 2
Summary of experimental and numerical results at failure.

Tests	Experimental data			Numerical results								
	P_u (kN)	V_u (kN)	Failure mode	Failure			Debond failure related results					
				$P_{u,num}$ (kN)	$V_{u,num}$ (kN)	Failure mode	$P_{u,num}/P_{u,exp}$	$V_{u,deb}$ (kN)	$V_{u,deb}/V_u$	σ_z^{FRP} (MPa)	$\sigma_{max,deb}$ (MPa)	
U90S5-a	341	247	DS	341	241	DS	1.00	240	0.99	1109	1084	
U90S5-b	326	236	DS	315	223	DS	0.97	222	0.99	991	988	
U90S3-a	285	207	DS	263	186	DS	0.92	186	1.00	1151	1149	
U90S3-c	320	232	DS	311	219	DS	0.97	219	1.00	1332	1275	
W90S5	383	276	BS	402	284	BS	1.05	NP	–	–	–	
W90S3-ab	432	311	BS	408	289	BS	0.94	NP	–	–	–	
W90S3-b	394	284	BS	408	289	BS	1.04	NP	–	–	–	

DS, debonding FRP–shear; BS, bending–shear.

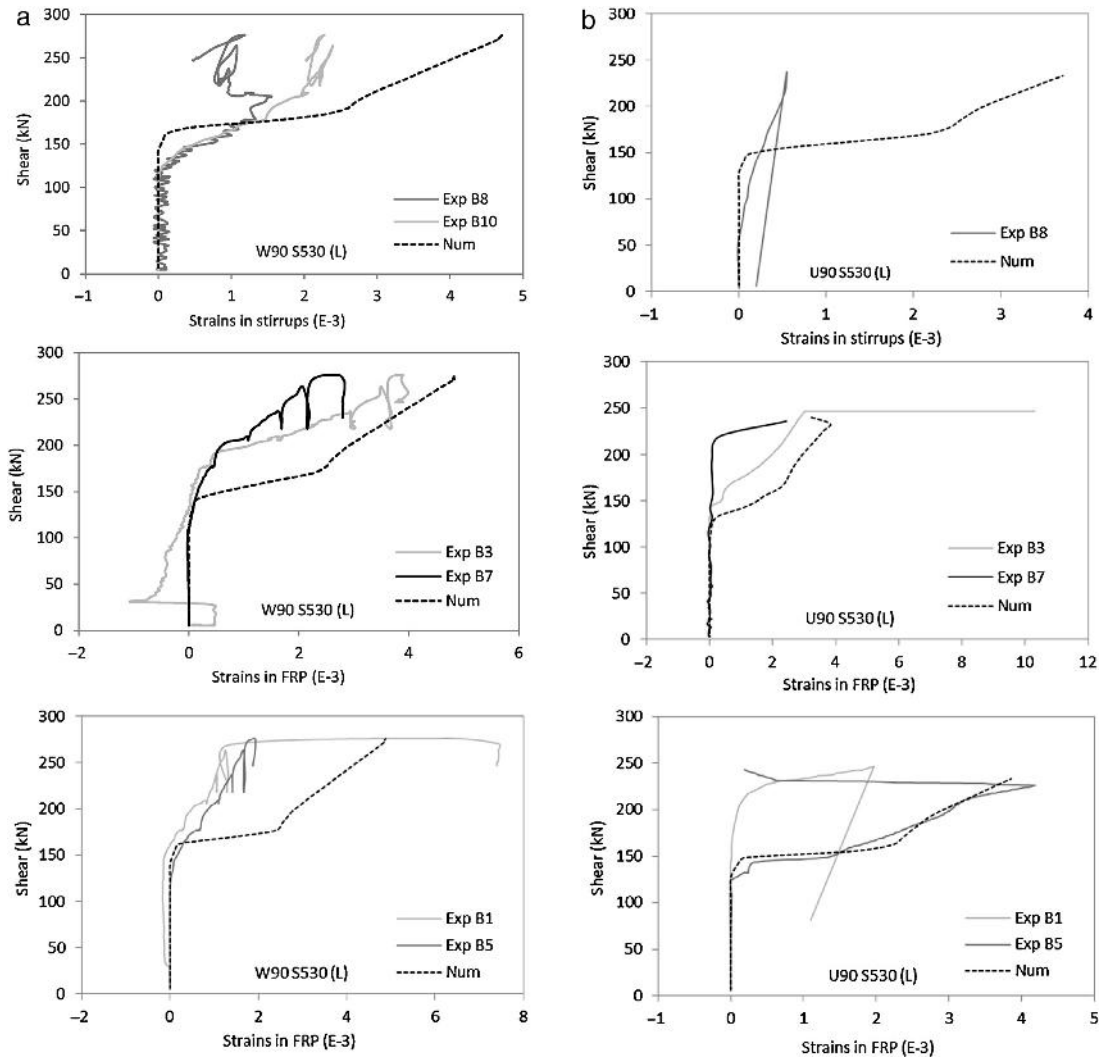


Figure 5. Shear force vs. strain in the transverse reinforcement: (a) wrapped; (b) U-shaped.

FRP configurations because it accounts for debonding failure. Laminate debonding failure in the U-shaped beam occurs before FRP reaches its maximum strength (3800–4000 MPa); as can be seen in the values of σ_{zFRP} for the debonding instant in Table 2. When this value exceeds the maximum stress allowed to be transferred, $\sigma_{max,deb}$, the debonding mechanism occurs, setting the FRP area of the cross section to zero. From this point forward, this FRP element ceases its contribution to the structural response. For all the U-shaped strengthened beams, the model predicts failure right after debonding occurs, being not able to redistribute the forces; this is consistent with the experimental observations [7]. The beams with the wrapped configurations fail when FRP reaches the ultimate capacity; hence presenting higher ultimate load carrying capacities, which is correctly captured by the model. These results highlight the importance of accounting for the bond failure of FRP in the analysis of shear strengthened elements with U-shaped and side-bonded configurations; disregarding debonding may lead to unsafe predictions of ultimate load capacity as this type of bond is the critical failure mode.

The computed strains in the transversal reinforcement (inner steel stirrups and EB FRP) with increasing shear force are

compared with the experimental measurements for the beams with different FRP strengthening configurations (Wrapped and U-shaped). Fig. 5 presents the results of series S530 for location of the sensors see Fig. 3. Only one specimen of each type is represented; the other specimens presented similar fittings.

Despite the difficulty of this comparison, due to the discrete form of the real cracks and the assumption of smeared cracking by the model, a good consistency between numerical and experimental results can be observed. The load level for which the stirrups and the FRP reinforcement start to carry load is well captured by the model. This load level corresponds to the onset of diagonal cracking. Sensors 1 and 5 located in the bottom of the beam can be more influenced by bending cracking, and hence, of more difficult comparison. However, in general, it can be observed that the model is able to capture the overall response of the transverse reinforcement.

The computed stresses in the transversal reinforcement (stirrups and FRP) are compared in Fig. 6 for the wrapped and U-shaped configurations; these results are related to the mid-height of the cross section at the mid shear span. In Fig. 4b it can be observed the load level for which FRP debonding occurs in the U-shaped beam and the drop of stresses in FRP for onward

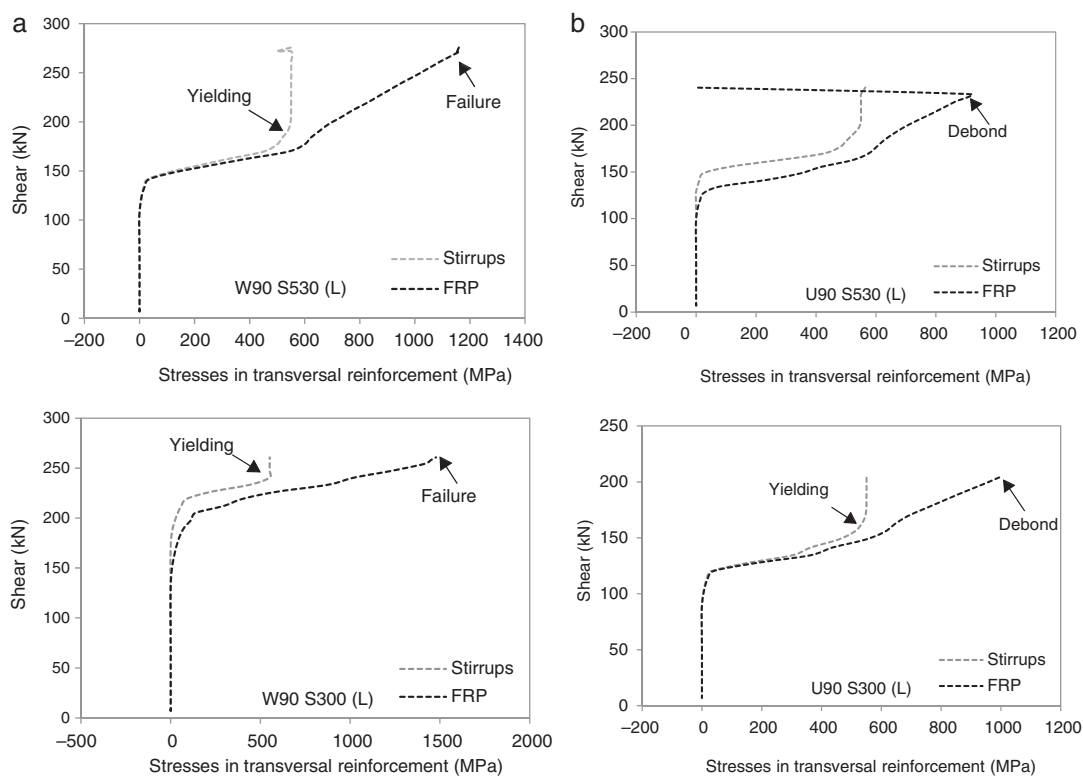


Figure 6. Stresses in the transverse reinforcement (steel and FRP): (a) wrapped; (b) U-shaped.

load levels. After the occurrence of debonding failure, shear stresses are transferred for the steel stirrups that were already yielded at this stage leading to its failure and consequent failure of the beam in shear. For the wrapped configuration (Fig. 4a), the FRP sheets continue to carry load until failure of the FRP; i.e., the load carrying capacity of the FRP is not limited by the loss of bond. In these graphs, the yielding of stirrups instant is also marked; it can be noticed that, before this point, FRP and steel stresses are similar; after yielding, steel cannot increase the load carrying capacity and hence, the FRP increases their stresses significantly. This is observed in both cases, in wrapped and U-shaped configurations.

4. Conclusions

This paper describes the extension of a fibre beam model to simulate EB FRP shear strengthening systems, considering a possible FRP debonding failure in side-bonded and U-shaped configurations. Experimental tests available in literature were numerically simulated. From these analyses the following conclusions are drawn:

- The model is able to correctly capture the load-displacement response of the strengthened beams with wrapped and U-shaped configurations;
- The model captured the overall response of the transverse reinforcement (inner steel stirrups and EB FRP), capturing the debonding of FRP and subsequent failure of the beams for the U-shaped configurations;

- When debonding failure occurs and FRP ceases its contribution to the shear resistance, stirrups were already extensively yielded and were no longer able to absorb the redistribution of forces, and failure occurred right after.
- The computational and modelling simplicity makes it suitable to real scale practical applications

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. The authors acknowledge the support of Albert Alzate, Angel Arteaga, Daniel Cisneros and Ana de Diego from the Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja of Spain, on the provided data related to their experimental programme.

References

- [1] D. Ferreira, J. Bairán, A. Marí, R. Faria, Nonlinear analysis of RC beams using a hybrid shear-flexural fibre beam model, *Eng. Comput.* 31 (7) (2014) 1444–1483.
- [2] D. Ferreira, J. Bairán, A. Marí, Efficient 1D model for blind assessment of existing bridges: simulation of a full scale loading test and comparison with higher order continuum models, *Struct. Infrastruct. Eng.* 11 (2015) 1383–1397.
- [3] D. Ferreira, J. Bairán, A. Marí, Numerical simulation of shear-strengthened RC beams, *Eng. Struct.* 46 (2013) 359–374.

- [4] D. Ferreira, A Model for the Nonlinear, Time-Dependent and Strengthening Analysis of Shear Critical Frame Concrete Structures, Ph.D. Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Spain, 2013.
- [5] D. Ferreira, E. Oller, A. Marí, J. Bairán, Numerical analysis of shear critical RC beams strengthened in shear with FRP laminates, *J. Comp. Cons.* 17 (6) (2013), 04013016-1-11.
- [6] D. Ferreira, E. Oller, A. Marí, J. Bairán, Analysis of FRP shear strengthening solutions for reinforced concrete beams considering debonding failure, *J. Compos. Constr.* 20 (5) (2016), 04016018-1-16.
- [7] A. Alzate, Análisis de los modelos de comportamiento de vigas de hormigón armado reforzadas a cortante con polímeros armados con fibras (FRP). Validación y calibración experimental, Ph.D. thesis, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, Spain, 2012.
- [8] A. Khalifa, A. Nanni, Rehabilitation of rectangular simply supported RC beams with shear deficiencies using CFRP composites, *Constr. Build. Mater.* 16 (2002) 135–146.
- [9] S. Matthys, Structural Behaviour and Design of Concrete Members Strengthened with Externally Bonded FRP Reinforcement, PhD Thesis, Universiteit Gent, Belgium, 2000.
- [10] A. Marí, Numerical simulation of the segmental construction of three dimensional concrete frames, *Eng. Struct.* 22 (6) (2000) 585–596.
- [11] F.J. Vecchio, M.P. Collins, The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, *ACI J.* 83 (2) (1986) 1357–1417.
- [12] H. Kupfer, H.K. Hilsdorf, et al., Behavior of concrete under biaxial stresses, *ACI J.* 66 (8) (1969) 656–666.
- [13] M.R. Spoelstra, G. Monti, FRP-confined concrete model, *J. Compos. Constr.* 3 (3) (1999) 143–150.
- [14] V. Cervenka, Constitutive model for cracked reinforced concrete, *ACI J.* 82 (6) (1985) 877–882.
- [15] E. Oller, D. Cobo, A. Marí, Interface behavior in FRP-strengthened beams subjected to transverse loads. Maximum transferred force, *J. Comp. Cons.* 13 (1) (2009) 35–44.

Problemática en la inspección de puentes metálicos antiguos

Problems in the inspection of old metal bridges

Ismael Carpintero García

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, CEDEX-Laboratorio Central, Coordinador de Programa, Madrid, España

Recibido el 3 de abril de 2017; aceptado el 29 de abril de 2017

Disponible en Internet el 17 de junio de 2017

Resumen

La inspección de puentes metálicos antiguos tiene como uno de sus objetivos principales identificar los posibles riesgos de que se produzcan fallos frágiles que puedan resultar catastróficos. Son diversos los factores que influyen en este problema: la baja tenacidad que en ocasiones tienen los materiales metálicos con los que fueron construidos; el incremento de las cargas que soportan (tanto permanentes como vivas); la posibilidad de desarrollar fisuras por fatiga habida cuenta de que los detalles de sus uniones se diseñaron cuando aún no se conocía este problema; el desarrollo de la corrosión, que debilita secciones resistentes y puede producir concentraciones de tensiones, etc.

Se presentan una serie de puentes en los cuales esta problemática se ha puesto de manifiesto de distinta manera. Finalmente se propone a partir de su análisis un conjunto de actuaciones complementarias que pueden desarrollarse sin grandes incrementos de coste, facilitando la estima del riesgo de la estructura a desarrollar este tipo de fallos.

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

Palabras clave: Puentes metálicos; Inspección; Fisuras; Fallos frágiles

Abstract

One of the main objectives in the inspection of old metal bridges is to identify the risk of brittle crack failures. There are many factors involved in this problem: the usual low toughness in old metal structures, the increased loads supported by the old bridges (permanent and also live loads); the possibility of fatigue fissures appearing, taking into account that their connection details were designed when this problem was unknown; development of corrosion, which could weaken sections, create tensile concentrations, etc.

Some bridges with those problems are then analysed. Finally, from this analysis, some complementary actions are proposed that would lead to a better risk assessment of these bridge structures without a great increase in costs.

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

Keywords: Metal bridges; Inspection; Cracks; Brittle failure

1. Introducción

A las dificultades propias de la inspección de puentes, como son la falta de información previa sobre la estructura, la limitación de los recursos disponibles (no solo económicos, sino también de disponibilidad de personal especializado) y la dificultad de acceso a las zonas a inspeccionar (más difícil aún en

general en el caso de los puentes de ferrocarril), se añade en el caso de los puentes metálicos que algunos de los mecanismos de daño que se quieren controlar pueden ser fácilmente no detectados en una inspección visual.

En particular, este es el caso de las fisuras y fracturas, daños que frecuentemente son de difícil detección visual al tener aberturas reducidas y quedar ocultos por la corrosión, los rigidizadores y las chapas de las uniones, etc. Además, las aludidas dificultades de acceso hacen que queden muchos ángulos de visión de la estructura no accesibles a inspección.

Correo electrónico: ismael.carpintero@cedex.es

<https://doi.org/10.1016/j.hya.2017.04.020>

0439-5689/© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Imam y Chryssanthopoulos [1] estudiaron 164 casos de fallos en puentes metálicos, de los cuales aproximadamente la mitad habían colapsado. La mayor parte de estos colapsos se debían a fenómenos naturales, errores de diseño, accidentes o errores humanos. No menos del 25% de los colapsos se produjeron por fenómenos que inducen tipos de daños habitualmente detectables en inspecciones (tales como deformaciones excesivas o pandeo de elementos por insuficiente capacidad mecánica, corrosión, fatiga, o roturas frágiles de elementos). En un 22% de los colapsos el fallo se produjo por el desarrollo de fisuras o la aparición de fracturas (daños de más difícil detección mediante inspección visual).

En el caso de puentes metálicos no colapsados, pero que a raíz de su inspección o estudio se adoptaron medidas que condicionaron su funcionalidad o exigieron su reparación o refuerzo, más del 70% de los casos se produjeron por la aparición de fracturas o el desarrollo de fisuras de fatiga de distinta naturaleza.



Figura 1. Acumulación de suciedad en el interior de un cajón de un puente ferroviario.

2. Características principales de los puentes metálicos antiguos

A efectos de su inspección y desarrollo de daños, entre otros aspectos los puentes metálicos antiguos se caracterizan por:

- Habitualmente se han resuelto con vanos isostáticos a flexión. Frente a esfuerzos cortantes los puentes de celosía suelen tener una gran redundancia, sobre todo en el caso de los puentes de ferrocarril, ya que por su ligereza normalmente son muy sensibles frente a la posición de la carga. Por esto mismo los puentes de celosía pueden resultar muy robustos frente al fallo potencial de sus diagonales. Sin embargo, frente a flexión suelen contar con pocos planos resistentes (muchas veces solo dos), de manera que son muy sensibles ante el fallo de alguno de sus cordones longitudinales.
- Como se ha indicado antes, la difícil accesibilidad hace que, salvo que se cuente con medios especiales, muchos ángulos de visión queden ocultos. La corrosión y la suciedad que se acumula en las «trampas de agua» encubren igualmente muchas zonas (fig. 1).
- Esa misma circunstancia de presencia de óxido y suciedad acumulada, junto con la falta de un mantenimiento adecuado, hace que en muchos casos los aparatos de apoyo se encuentren en la práctica bloqueados, añadiéndose tensiones no previstas a la estructura ante las deformaciones impuestas por variaciones de temperatura o las cargas solicitantes (fig. 2).
- Existe una importante heterogeneidad en cuanto a los materiales utilizados en la construcción metálica a lo largo del tiempo (hierro fundido, aceros forjados, hierros pudelados, aceros laminados, etc.), con distintas características mecánicas, en particular en cuanto a su tenacidad.



Figura 2. Apoyo deslizante del mismo puente.

3. Ejemplos de puentes metálicos con aceros potencialmente susceptibles de desarrollar fallos frágiles

3.1. Puente de la carretera I-35W en Minneapolis

Este puente de carretera sobre el río Mississippi fue construido entre 1964 y 1967, con perfiles armados soldados y uniones roblonadas y atornilladas. El tramo principal sobre el río se resolvió con tres vanos de dos celosías de canto variable (fig. 3). En 1977 y 1998 fue sometido a sendas remodelaciones que incrementaron su carga permanente.



Figura 3. Vista del tramo principal del puente antes de su colapso.



Figura 5. Vista del tablero metálico.

El 1 de agosto de 2007 se produjo su colapso de manera brusca (fig. 4), a pesar de que se trataba de un puente que estaba marcado como sensible por tener un acero poco tenaz, haberse identificado numerosas fisuras por fatiga en los vanos de aproximación de ambas márgenes, y contar con una reducida robustez a flexión en el tramo principal.

De hecho, en 2001 se hizo un estudio de fatiga [2] en el que se identificaron en el tramo principal unas barras del entramado como los elementos que más probablemente podían desarrollar fisuras por fatiga, sobre las que se recomendaba intensificar su control, si bien se indicaba que, conforme al análisis realizado, no era esperable que se produjesen ese tipo de daños.

Las causas del colapso no pudieron ser determinadas, aunque estudios posteriores al siniestro identificaron unas cartelas de unión de espesor netamente inferior al exigible para las cargas reales que solicitaban el puente, y cuyo fallo podía justificar el hundimiento [3].

En los estudios previos de la estructura que se realizaron cada vez que se incrementó la carga permanente en el puente, estas cartelas no se habían analizado dado que se dio por hecho que la capacidad mecánica de los nudos era superior a la de los elementos que concurrían en ellos. Tampoco en las numerosas inspecciones del puente se había detectado fisura alguna en la estructura del tramo principal del puente [4].

3.2. Puente de carretera en Zamora

Se trata de un puente formado por cuatro tramos, el primero de los cuales, de los siglos XIX-XX, tiene una longitud total de 74 m y está resuelto con cinco vanos isostáticos metálicos (cada uno con dos vigas principales de celosía con montantes, y diagonales dobles en Cruz de San Andrés).

Todos los elementos de las celosías están resueltos con secciones armadas mediante chapas y perfiles angulares, con uniones roblonadas (fig. 5). El puente actualmente solo presta servicio al tráfico local, de carácter eminentemente agropecuario. En la inspección de este tramo del puente no se detectaron daños significativos. Se realizó una serie de ensayos para caracterizar el material metálico, de los que se dedujo que se trataba de un acero al carbono no aleado en estado recocido, cuyas prestaciones mecánicas frente a la rotura dúctil eran las habituales para los aceros de la época. Sí se podía destacar que en el ensayo de flexión por choque con probeta Charpy los valores eran:

- Bastante bajos comparados con las especificaciones de la normativa para los aceros actuales.
- Muy dispares para una misma temperatura de ensayo.
- La energía media estimada resultó ser menor en el ensayo a mayor temperatura.

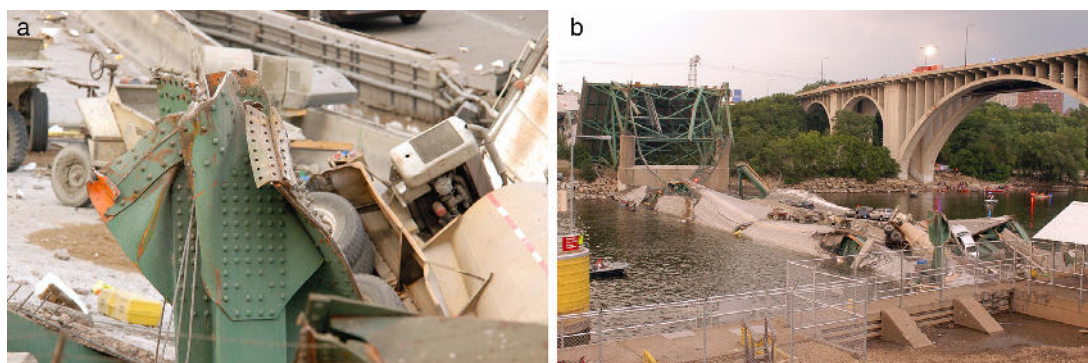


Figura 4. Vistas del puente colapsado.



Figura 6. Vista general del puente.

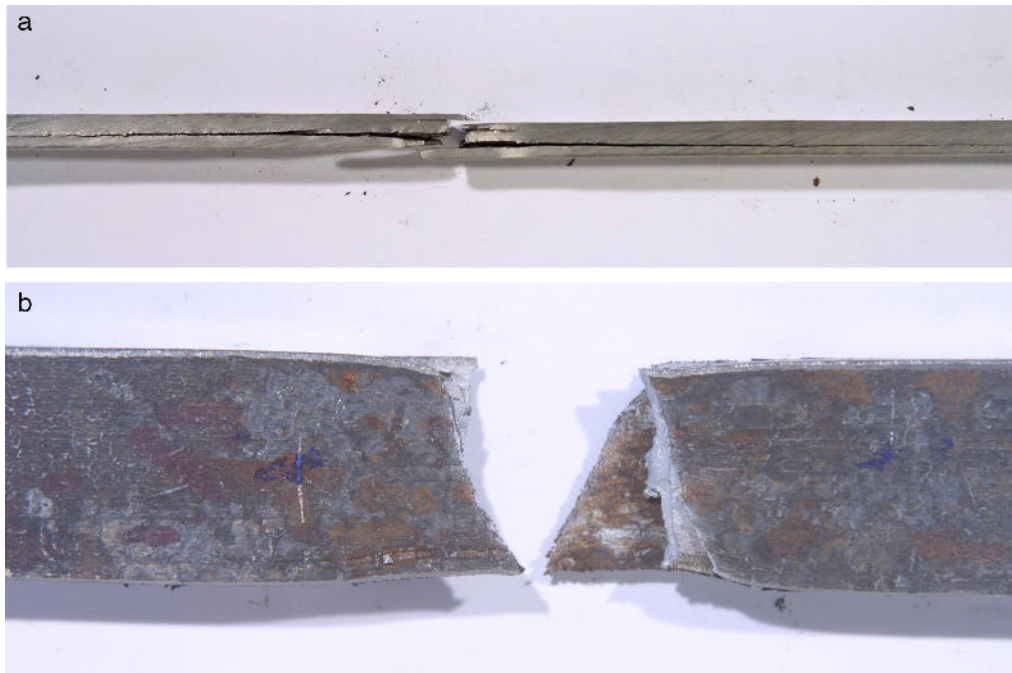


Figura 7. Vista de una probeta tras el ensayo de rotura a tracción.

Estas anomalías en la resiliencia del metal se debían fundamentalmente a la presencia de inclusiones no metálicas en la estructura metalográfica del acero. En todo caso, se puso de manifiesto la baja tenacidad del acero, lo que podría suponer que en algunas condiciones de carga la capacidad frente a la rotura frágil fuese menor que frente a la rotura dúctil.

En el análisis de la composición química se detectaron altos contenidos en azufre, que en presencia de bajos contenidos en manganeso (como era el caso) precipita en forma de sulfuro de hierro en los espacios intercristalinos, fragilizando el acero.

Así, si bien el puente no presentaba daños relevantes, se advirtió de que se trataba de un puente susceptible de desarrollar fallos frágiles ante defectos locales, por ejemplo fisuras de fatiga, perforaciones por corrosión, entallas, etc.

3.3. Puente de vía estrecha en Asturias

Este puente fue construido a principios del siglo xx, y está constituido por dos vanos rectos esviados isostáticos con una sección cajón formada por dos cuchillos de celosía tipo Warren de doble intersección (fig. 6).

Para investigar las características del material metálico se hicieron ensayos de tracción (fig. 7), resiliencia (Charpy), composición química y análisis de su estructura metalográfica. Así se determinó que era un acero similar al comentado en el puente anterior, si bien además en este caso se advertía claramente una serie de discontinuidades según los planos de laminación que comprometía en gran medida el comportamiento mecánico en sentido transversal (de forma análoga a lo que ocurre en los hierros pudelados).



Figura 8. Vista general del puente desde aguas arriba.



Figura 9. Hendiduras por corrosión en un patín inferior.

3.4. Puente ferroviario en Asturias

Cerca del puente comentado en el apartado 3.3, y de la misma época, se encontraba otro puente tipológicamente similar. En este caso el apoyo central era continuo sobre la pila, y la vía discurría sobre el plano superior de las celosías. La sección transversal también era un cajón con dos cuchillos verticales, con celosías tipo Warren de doble intersección (fig. 8).

En la inspección del puente se detectaron, además de los habituales daños por corrosión de chapas y otras anomalías, fisuras de fatiga en los cordones longitudinales inferiores de las celosías principales del puente cerca de secciones críticas frente a carga repartida. Estas fisuras solían arrancar de perforaciones y hendiduras provocadas por la corrosión metálica en chapas horizontales de los cordones (figs. 9 y 10).

En la inspección de los cordones superiores se observó además que la corrosión se había producido de manera más intensa en el contacto entre chapas del refuerzo frente a momentos negativos (cerca del apoyo central sobre la pila), produciendo una

merma brusca de la sección de la chapa, lo que generaba un efecto entalla y favorecía la concentración de tensiones en esa zona (fig. 11).

El análisis del acero puso de manifiesto que se trataba de nuevo de un acero al carbono no aleado en estado recocido cuyas prestaciones mecánicas frente a la rotura dúctil eran las habituales para los aceros de la época. Sin embargo, el acero presentaba una especialmente baja resiliencia en el ensayo Charpy, notablemente inferior al mínimo exigible actualmente incluso para una temperatura de 20 °C. Esta circunstancia era acorde con el hecho de que en el análisis de la composición química se detectó un especialmente alto contenido en azufre con muy bajo contenido en manganeso, lo cual, como se ha comentado en el apartado 3.2, fragiliza el metal.

Los daños detectados, junto con los indicios existentes de la baja tenacidad del metal, hacían que el riesgo de que se desarrollase un fallo frágil en la estructura no fuese asumible, de manera que el puente fue puesto fuera de servicio y posteriormente reforzado.

4. Conclusiones

La realización de inspecciones visuales es una herramienta, de por sí sola, no suficientemente eficaz para analizar la sensibilidad de los puentes metálicos antiguos ante la posibilidad de que se produzcan fallos frágiles. Es necesario complementar la información de las inspecciones con análisis adicionales que permitan estudiar los aspectos que gobiernan la susceptibilidad de la obra a desarrollar fallos frágiles a partir de daños o detalles que favorecen la concentración de tensiones (hendimientos por corrosión, fisuras de fatiga, etc.). Entre otros, algunos aspectos a tener en cuenta son:

- La posibilidad de desarrollar fisuras por fatiga, que depende de las características de los detalles de las uniones; de la magnitud, amplitud y frecuencia de los ciclos de carga; y de la propia tenacidad del material metálico. Siempre que sea

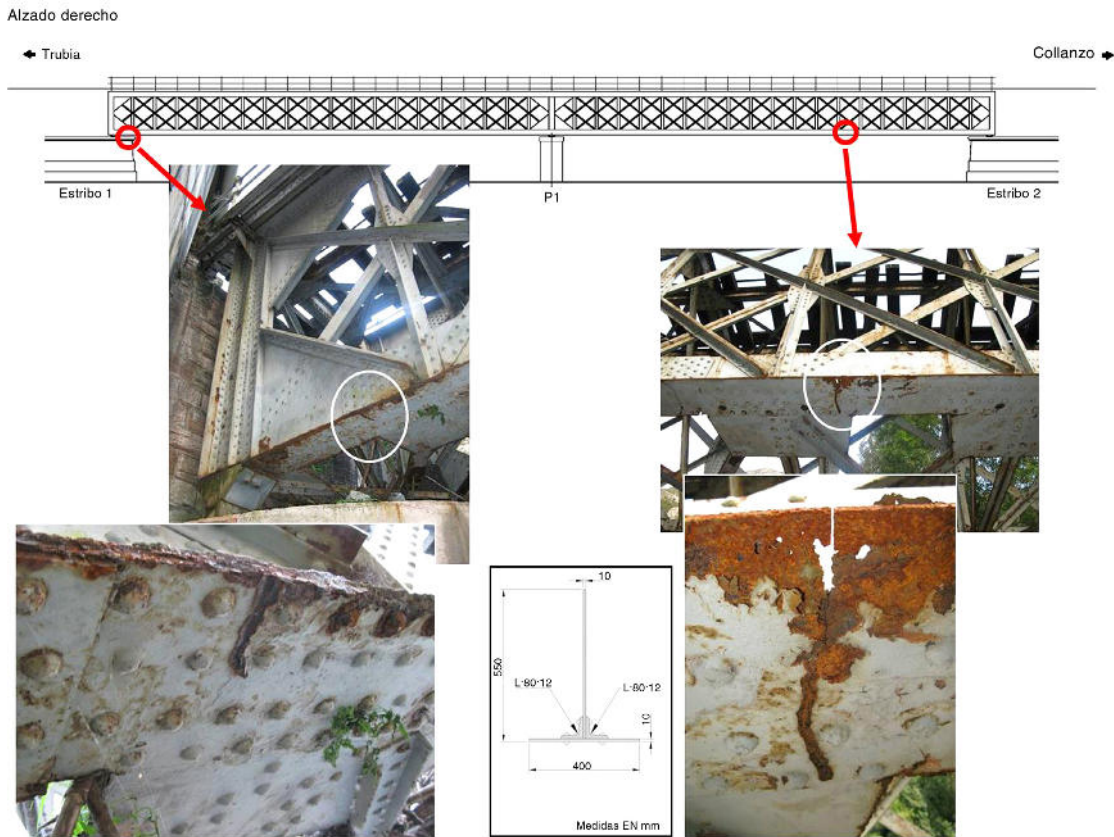


Figura 10. Fisuras en ala inferior del cordón inferior derecho.

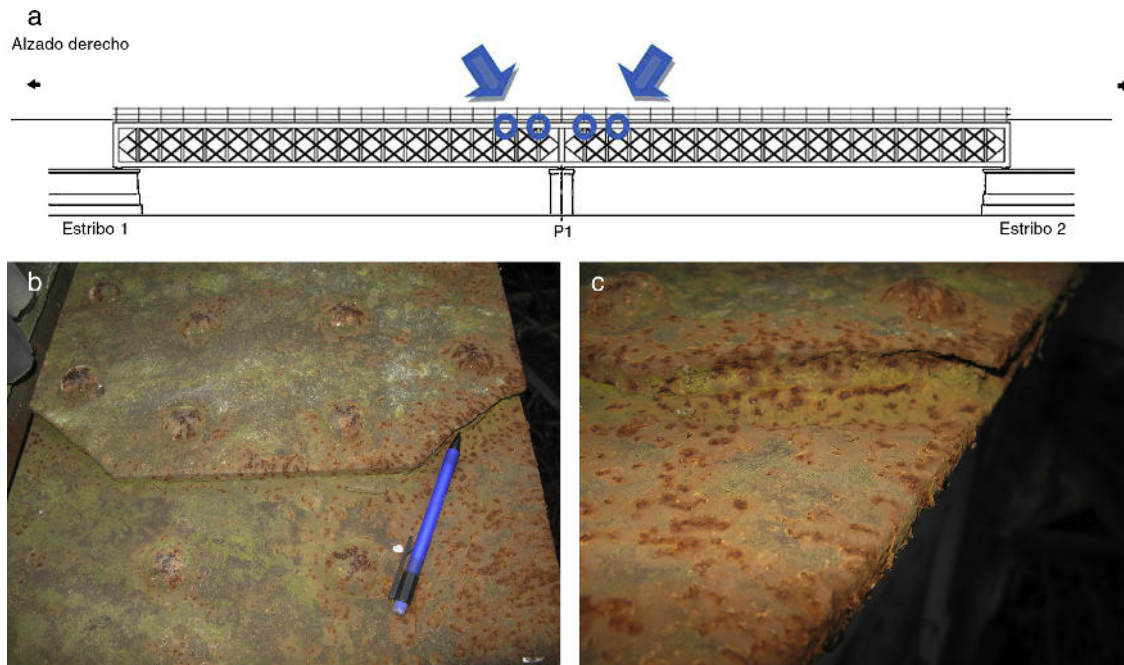


Figura 11. Daños por corrosión en el contacto entre chapas del ala de los cordones longitudinales superiores del puente.

posible es conveniente realizar estudios de fatiga de la estructura, mediante la instrumentación de la respuesta de la estructura ante las cargas que realmente la solicitan, análisis de detalles de uniones, etc., para establecer prioridades de

inspección identificando los elementos y nudos más críticos de la estructura. Estos estudios han de contemplar la posibilidad de que los apoyos en la práctica se encuentren bloqueados, añadiendo tensiones no previstas a la estructura.

- Las características mecánicas del metal. En una primera fase estas características pueden estimarse a partir de ensayos de tracción, composición química, análisis de su estructura metalográfica y de resiliencia Charpy. Este último ensayo permite realizar una primera aproximación de la tenacidad del metal de forma rápida y sencilla. Cabe señalar que todos los aceros comentados en los casos expuestos resultan químicamente soldables. Sin embargo, esta soldabilidad queda supeditada a las discontinuidades en la matriz metálica de algunos de ellos, que provocan su anisotropía y que condicionan el tipo de uniones soldadas que pueden ejecutarse.
- La época de construcción del puente es un factor a tener en cuenta, ya que de acuerdo con [1] existen dos periodos en los que se incrementan los casos de colapsos de puentes: los construidos entre 1870 y 1910 (debido a las características de los metales utilizados y a que fue un periodo de gran crecimiento del ferrocarril), y entre 1950 y 1970 (cuando se introduce la soldadura en la tecnología de construcción de puentes, apareciendo problemas por fragilización térmica, concentración de tensiones, etc.).
- La configuración más o menos redundante de la estructura frente a los distintos esfuerzos que la solicitan. Es decir, su robustez frente al fallo frágil de alguno de sus elementos.

Agradecimientos

Las imágenes de las figuras 3 y 4 han sido utilizadas por cortesía del *Minnesota Department of Transportation*. El resto

de imágenes han sido facilitadas por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) del Ministerio de Fomento.

Los estudios de los puentes comentados en el presente artículo, salvo el caso del puente de la carretera I-35W en Minneapolis —que ha sido analizado a partir de la información pública disponible en Internet—, han sido realizados con personal y medios del CEDEX, a cuyo personal quiero manifestar mi sincero agradecimiento.

Bibliografía

- [1] B.M. Imam, M.K. Chryssanthopoulos, A review of metallic bridge failure statistics, Proceedings 5th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS'10). Philadelphia, USA, 2010 [consultado 27 May 2017]. Disponible en: <https://core.ac.uk/download/pdf/9426113.pdf>
- [2] Fatigue Evaluation of the Deck Truss of Bridge 9340, Department of Civil Engineering University of Minnesota, Minnesota Department of Transportation, 2001 [consultado 27 May 2017]. Disponible en: <https://www.lrrb.org/PDF/2001110.pdf>
- [3] Steve Escher, Structural Causes of the Collapse, PBWorks, 2009 [consultado 27 May 2017]. Disponible en: <http://35wbridge.pbw.com/w/page/900761/Structural%20Causes%20of%20the%20Collapse>
- [4] Sea Stachura, The Big Question: Why Did the Bridge Fall Down? MPR-NEWS (2007) [consultado 27 May 2017]. Disponible en: <http://www.mprnews.org/story/2007/08/06/bridgetroubles>

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 .

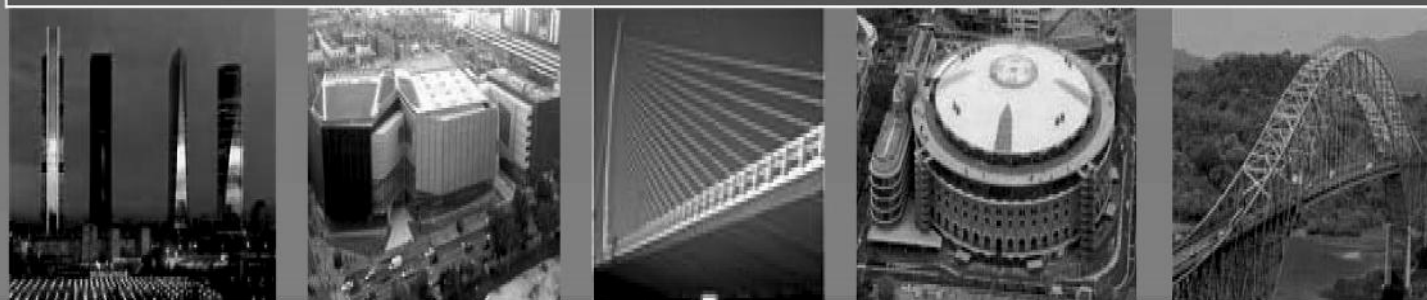
TARIFAS DE PUBLICIDAD 2018 (IVA no incluido)

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





Original

Algunas reflexiones sobre la instalación de pretilas en la rehabilitación de puentes

Some reflections about the placement of containment systems in bridges rehabilitation's works

Jesús María Rodríguez Romero^{a,*}, Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma^b, Elena Díaz Heredia^b,
José Ramón Arroyo Arroyo^c y Miguel Ángel Liébana Ramos^c

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

^b Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

^c Ingeniero Industrial

Recibido el 8 de noviembre de 2016; aceptado el 21 de noviembre de 2017

Disponible en Internet el 7 de marzo de 2018

Resumen

La colocación de nuevos sistemas de contención en tableros de puentes existentes exige un análisis detallado y una reflexión suficiente que permita proyectar y ejecutar una solución adecuada que, de acuerdo con nuestra experiencia en los estudios de patología realizados, no siempre se consigue.

En el presente artículo hemos pretendido evidenciar la complejidad que puede suponer a nuestro juicio abordar satisfactoriamente la rehabilitación del sistema de contención de un puente sustituyéndolo por una solución válida a la luz de los conceptos y criterios actuales, que puede desembocar en muchos casos en una intervención no menor, justificando la necesidad de reforzar o de ampliar el tablero y cuestionar en algunos casos determinadas soluciones de implantación observadas.

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

Palabras clave: Pretil; Sistema de contención de vehículos; Rehabilitación de puentes; Barrera rígida; Barrera flexible

Abstract

The placement of new systems of containment on existing bridge's boards requires a detailed analysis and a sufficient thinking to design and execute an adequate solution that, based on our experience in pathology's studies, is not achieved in many cases.

In the present article we have intended to demonstrate the complexity, in our opinion, of the rehabilitation of the containment system of a bridge, replacing it by a valid solution taking into account the current design concepts and criteria, that can lead in many cases to develop an important intervention and also to justify the need to strengthen or expand the board in many cases and even to question certain solutions observed.

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

Keywords: Parapet; System containment vehicles; Rehabilitation bridges; Rigid barrier; Flexible barrier

1. Introducción

La colocación de nuevos pretilas en tableros de puentes existentes exige un análisis detallado y una reflexión suficiente que

permita proyectar y ejecutar una solución adecuada que, de acuerdo con nuestra experiencia en los estudios de patología realizados, no siempre se consigue.

La necesidad de alcanzar este objetivo es clara debido a su trascendencia para la seguridad vial, siendo por tanto un aspecto clave en las obras de rehabilitación de puentes existentes. De hecho, en muchos casos la sustitución del pretil o la colocación de uno nuevo es realmente la única intervención a realizar.

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: jmrodriguez@intemac.es (J.M. Rodríguez Romero).

Naturalmente, el principal problema reside en garantizar el adecuado funcionamiento del pretil en caso de accidente y consiguiente impacto del vehículo contra el sistema, lo que pasa por asegurar que el tablero del puente sobre el que se ha instalado sea capaz de absorber las fuerzas máximas que le transmite el pretil a través de la conexión.

Un análisis pormenorizado de esta circunstancia puede revelar en muchos casos la necesidad de reforzar el tablero, alterando en muchas ocasiones el planteamiento preliminar que pudiera haberse establecido sobre la naturaleza de la obra, pasando de una concepción inicial de intervención relativamente sencilla y restringida a los márgenes del puente, a una de mayor envergadura, extendida a buena parte o a la totalidad del tablero, y de mayor exigencia en cuanto a restricciones de uso, plazos y costes.

Los resultados del análisis podrían incluso justificar el estudio de una ampliación independiente del tablero, concebida exclusivamente para soportar el pretil y las fuerzas por él transmitidas o, alternativamente, para permitir el desplazamiento transversal de una solución no anclada, renunciando a trasladar fuerzas significativas a la base.

Por el contrario, un análisis superfluo, insuficiente o inexistente de la conexión al tablero existente puede dar lugar a una colocación inadecuada del sistema y a la asunción de un riesgo no justificado. En este sentido, se debe tener en cuenta que la sola exhibición del marcado CE que, por ley, deben poseer todos los productos asociados a sistemas de contención de vehículos no exime de la necesidad de efectuar dicho análisis, ya que la posesión de tal certificado únicamente significa que el producto cumple unos requisitos mínimos de seguridad —concretamente los prescritos en la norma armonizada asociada, en este caso la UNE EN 1317, ver referencias [1] y [2]—, pero no puede garantizar lógicamente que los satisfaga la estructura existente sobre la que se instala.

2. Aspectos básicos sobre los sistemas de contención

La filosofía inherente al diseño de los sistemas actuales de contención de uso en puentes (los pretils) se basa fundamentalmente en conseguir el redireccionamiento del vehículo descontrolado que tiende a salirse de la vía, evitando su caída al nivel inferior. Además, el sistema debe minimizar los efectos del impacto en los ocupantes del vehículo, protegiendo a los conductores que circulan en sentido contrario y a los peatones.

Las prestaciones indicadas en el párrafo anterior se evalúan, para un determinado pretil, mediante la determinación por ensayos de unos parámetros que permiten caracterizar el sistema y juzgar su validez respecto a su instalación para una necesidad concreta, parámetros lógicamente relacionados con la rigidez de cada sistema, su capacidad de disipación de energía, su aptitud para el redireccionamiento del vehículo o susceptibilidad a ser rebasado y la potencial afección a los ocupantes del vehículo siniestrado. Dichos parámetros fundamentales son el nivel de contención, el índice de severidad del impacto y la anchura de trabajo.

El nivel de contención de la barrera se define como su capacidad para retener al vehículo de forma controlada, sin que este lo rebase, sin vuelcos, sin penetración del vehículo y sin desprendimientos de partes esenciales del sistema. Dado que los ensayos normalizados se han diseñado para tener en cuenta diferentes aspectos relacionados con las condiciones de impacto (once tipos de ensayo que combinan diferentes velocidades de choque, ángulos de incidencia del vehículo contra la barrera y masa de aquel), el nivel de contención queda caracterizado por el ensayo de mayor gravedad que haya superado el sistema.

En la [figura 1](#) se muestra una fotografía de un ensayo de impacto, tomada de la referencia [3]. En la [tabla 1](#), extraída de la referencia normativa [2], se designan los diferentes tipos de ensayos de impacto.



Figura 1. Ensayos de impacto.

Tabla 1

Ensayo	Velocidad de impacto (km/h)	Ángulo de impacto	Masa total (kg)	Tipo de vehículo
TB 11	100	20	900	Turismo
TB 21	80	8	1.300	Turismo
TB 22	80	15	1.300	Turismo
TB 31	80	20	1.500	Turismo
TB 32	110	20	1.500	Turismo
TB 41	70	8	10.000	Vehículo pesado no articulado
TB 42	70	15	10.000	Vehículo pesado no articulado
TB 51	70	20	13.000	Autobús
TB 61	80	20	16.000	Vehículo pesado no articulado
TB 71	65	20	30.000	Vehículo pesado no articulado
TB 81	65	20	38.000	Vehículo pesado articulado

En la [tabla 2](#) se muestra la clasificación de los niveles de contención y los requisitos de ensayos a superar por el sistema correspondiente, según [2].

Los mismos ensayos de impacto permiten también determinar la anchura de trabajo (W) de los pretiles, parámetro que se define como la máxima distancia entre la cara del sistema más próxima al tráfico antes del impacto y la posición lateral más desplazada alcanzada por cualquier parte esencial del sistema durante el impacto, es decir, es la anchura total que acaba ocupando o *barriendo* el sistema durante el impacto. Se definen ocho niveles de anchura de trabajo ($W1$ a $W8$) con valores máximos comprendidos entre los 0,6 y los 3,5 m. La deflexión dinámica (D) es el desplazamiento máximo lateral de la cara del sistema más próxima al tráfico, o, lo que es lo mismo, el desplazamiento lateral máximo que puede acabar recorriendo la rueda del vehículo que impacta contra el sistema.

La [figura 2](#) incluye un croquis ilustrativo de los conceptos de anchura de trabajo (W) y deflexión dinámica (D), tomado de la referencia [4]. En la [tabla 3](#), tomada de la referencia [2], se definen los diferentes niveles de anchura de trabajo según la norma UNE EN 1317-2:2011.

La severidad del impacto sobre el sistema —entendida como las cargas máximas que reciben los ocupantes del vehículo accidentado— se evalúa en los ensayos de choque mediante

la obtención de índices biomecánicos a partir de las medidas registradas en la instrumentación dispuesta en los vehículos y en los maniqués antropomorfos que se emplean en tales ensayos. Dichos índices son el de severidad de la aceleración (ASI), la velocidad teórica de choque de la cabeza (THIV) y la deceleración de la cabeza tras el choque (PHD), en función de los cuales los sistemas de contención se catalogan en tres clases: A, B y C, de menor a mayor severidad.

La [tabla 4](#), procedente de la referencia [2], incluye los niveles de severidad de impacto.

Los fabricantes de los sistemas califican sus productos (es decir, les asignan los tres parámetros descritos) a partir de los resultados obtenidos en los ensayos normalizados, y son las administraciones públicas las que deciden qué parámetros son los exigibles en cada caso concreto.

Así, el nivel de contención exigible en cada caso depende de la gravedad del posible accidente, que a su vez es función de factores tales como el tipo de vía, la intensidad de la circulación, la altura de la estructura y el uso de la vía inferior, el trazado del tramo de la vía en los accesos a la obra de paso, la accidentalidad previa del emplazamiento, etc. En el caso de los puentes existentes el espacio libre disponible para la deformación lateral del sistema suele ser muy reducido, por lo que son preferibles los sistemas que posean los niveles de anchura

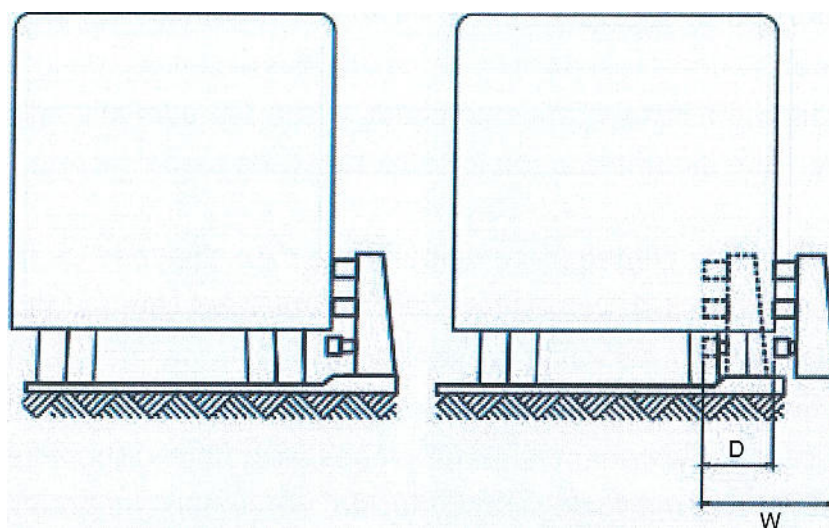


Figura 2. Anchura de trabajo y deflexión dinámica.

Tabla 2

Niveles de contención	Ensayos de aceptación
<i>Baja contención</i>	
T1	TB 21
T2	TB 22
T3	TB 41 y TB 21
<i>Contención normal</i>	
N1	TB 31
N2	TB 32 y TB 11
<i>Alta contención</i>	
H1	TB 42 y TB 11
L1	TB 42 y TB 32 y TB 11
H2	TB 51 y TB 11
L2	TB 51 y TB 32 y TB 11
H3	TB 61 y TB 11
L3	TB 61 y TB 32 y TB 11
<i>Muy alta contención</i>	
H4a	TB 71 y TB 11
H4b	TB 81 y TB 11
L4a	TB 71 y TB 32 y TB 11
L4b	TB 81 y TB 32 y TB 11

Nota 1. Los niveles de baja contención se usan únicamente en caso de barreras de seguridad temporales. Estas barreras se pueden ensayar también para niveles de contención superiores.

Nota 2. Se debería considerar que una barrera ensayada con éxito para un nivel de contención determinado cumple los requisitos de cualquier nivel inferior, excepto que N1 y N2 no incluyen al T3. Los niveles H no incluyen a los niveles L, y los niveles H1, . . . , H4b no incluyen al N2.

Nota 3. Los ensayos TB 71 y TB 81 se incluyen en la norma debido a que en distintos países se han empleado vehículos pesados significativamente distintos para los ensayos y el desarrollo de barreras de seguridad de muy alta contención. Los niveles de contención H4a y H4b no deberían considerarse como equivalentes, no existiendo ninguna jerarquía entre ellos. Lo mismo ocurre con los niveles L4a y L4b.

Nota 4. El comportamiento de las clases de contención L mejora con respecto a las correspondientes clases H mediante la adición del ensayo TB 32.

Tabla 3

Clases de niveles de anchura de trabajo normalizada	Niveles de anchura de trabajo normalizada (m)
W1	$W_N \leq 0,6$
W2	$W_N \leq 0,8$
W3	$W_N \leq 1,0$
W4	$W_N \leq 1,3$
W5	$W_N \leq 1,7$
W6	$W_N \leq 2,1$
W7	$W_N \leq 2,5$
W8	$W_N \leq 3,5$

Nota 1. En determinados casos se puede definir una clase de anchura de trabajo menor que W1.

Nota 2. La deflexión dinámica, la anchura de trabajo y la intrusión del vehículo permiten establecer las condiciones de instalación de cada barrera de seguridad, y también definir las distancias que es necesario dejar delante de los obstáculos para permitir que el sistema funcione satisfactoriamente.

Nota 3. La deformación depende tanto del tipo de sistema como de las condiciones de ensayo.

Tabla 4

Nivel de severidad del impacto	Valores de los índices	
A	ASI $\leq 1,0$	y THIV ≤ 33 km/h
B	ASI $\leq 1,4$	
C	ASI $\leq 1,9$	

de trabajo inferiores. Lógicamente, a igualdad de nivel de contención y de desplazamiento lateral, son preferibles las barreras con un índice de severidad A sobre las B y las B sobre las C.

En cuanto a la tipología de los pretiles disponibles, sin pretender realizar aquí una exposición exhaustiva, básicamente podemos encontrar soluciones de barreras de hormigón, como se ilustra en la [figura 3](#), tomada de la referencia [5], constituidas generalmente por elementos modulares prefabricados de hormigón en masa o ligeramente armado, enlazados entre sí mediante diferentes dispositivos patentados por cada fabricante y que pueden colocarse directamente sobre el tablero, ya sea sin fijación alguna o con algún tipo de dispositivo de anclaje.

La combinación en cada caso de la geometría del módulo con el diseño de los dispositivos concretos de vinculación entre ellos y con los de estos al tablero condicionará el funcionamiento del sistema ante el impacto y su clasificación paramétrica.

En la [figura 4](#), tomada de la referencia [5], se muestra una solución flexible en la que los módulos se disponen sueltos sobre el tablero conectándose entre sí mediante un dispositivo patentado. En la [figura 5](#), de la misma referencia [5], se observa una solución más rígida, con fijación de los módulos al tablero mediante anclajes químicos.

También pueden seleccionarse pretiles metálicos. En estos casos se trata de postes verticales que se anclan mediante una placa metálica con argollas que enhebran redondos embebidos, junto con las argollas, en el hormigón del zócalo o zuncho inferior. A dicha placa se anclan los postes mediante tornillos, uno en cada argolla, a los que se practica un rebaje en la sección transversal para asegurar su comportamiento como fusible en caso de impacto, de manera que los esfuerzos que el sistema transmite al tablero nunca podrán superar las capacidades asociadas a dicha fijación fusible¹. Entre los postes verticales se disponen barandas horizontales a distintos niveles.

En general los fabricantes del sistema proporcionan la definición y los detalles (geometría y despiece de armado) del zuncho al que debe anclarse el pretil. Teóricamente, una vez producido el accidente, pueden volverse a anclar nuevos postes mediante nuevos tornillos fusibles roscados a las argollas hembra que han quedado embebidas en el hormigón.

En las [figuras 6 y 7](#), tomadas de la referencia [6], se muestra una solución de este tipo.

De acuerdo con la ley, los fabricantes también deben proporcionar los esfuerzos que debe tener en cuenta el proyectista de

¹ Estas capacidades no son, en general, fáciles de cuantificar a priori, pues los tratamientos térmicos de estos tornillos hacen que sus propiedades no sean uniformes en la sección, por lo que la relación entre su capacidad con y sin rebaje no es lineal. Esta capacidad —o los esfuerzos transmitidos al tablero— deben por tanto cuantificarse mediante ensayos como los que se comentan más adelante.

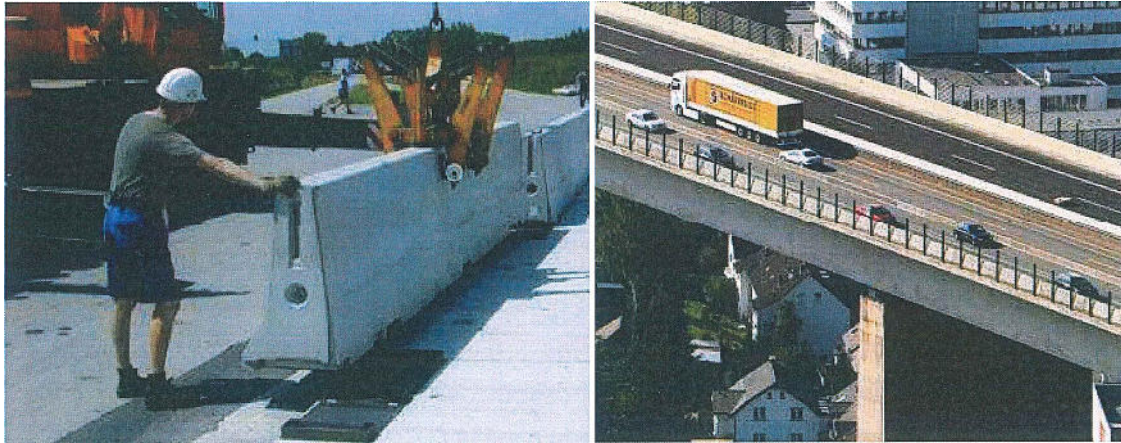


Figura 3. Barrera de hormigón para puentes.

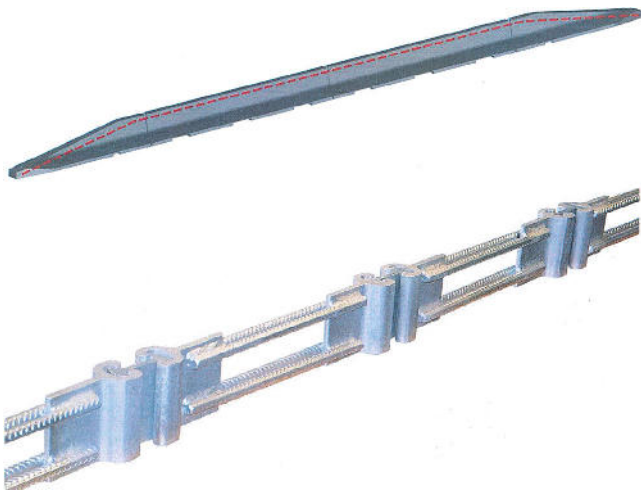


Figura 4. Barrera flexible con dispositivo de acople entre módulos patentado.



Figura 5. Solución de mayor rigidez, con fijación de los módulos al tablero.

la estructura para diseñar la implantación del pretil, esfuerzos máximos que el pretil transfiere al tablero y que los fabricantes obtienen a partir de ensayos específicos, consistentes básicamente en disponer el poste a ensayar en la placa montada sobre

un sensor de esfuerzos. El dispositivo impactor (un péndulo) puede actuar a diferentes alturas, ángulos de choque y velocidades, como se muestra en fotografía de la [figura 8](#), extraída de la referencia [7].

En resumen, si bien en la actualidad existen criterios claros que permiten seleccionar e implantar el pretil adecuado en un puente de nueva construcción, no sucedía lo mismo en el pasado, de tal manera que, lógicamente, encontraremos obras existentes provistas de pretiles que en general no cumplen los criterios actuales.

El proyecto de rehabilitación de una de estas obras tendente a actualizar su pretil tropezará con las dificultades ya apuntadas en el apartado de introducción y que se desarrollarán con más detalle en los apartados siguientes.

3. Patología asociada a la colocación de nuevos pretiles sobre tableros de puentes existentes

La experiencia de diferentes casos de patología analizados nos permite sospechar que, al menos en un número importante de ocasiones, la renovación del pretil de un puente, que implica la colocación de un nuevo pretil diseñado con base en criterios actuales, se resuelve simplemente conectando al tablero un pretil metálico fijado al soporte mediante anclajes mecánicos ([fig. 9](#)).

En efecto, el pretil metálico se adapta mejor a una situación de renovación de un puente, ya que no precisa de un resguardo elevado para permitir el desarrollo de la anchura de trabajo que otro sistema más flexible requeriría.

Los condicionantes impuestos por el tablero existente no permiten en la mayor parte de las ocasiones reproducir la configuración del zuncho que acompaña a los modelos comerciales (ver croquis de la [fig. 7](#)), pensados fundamentalmente para puentes de nueva ejecución, y mucho menos enlazar dichos zunchos con el armado del tablero. En tal caso, se confía a dichos anclajes la capacidad de resistir los esfuerzos inducidos por el impacto, pero generalmente sin un mínimo análisis que permita justificarlo, ni tampoco se atiende a los mecanismos que permitan explicar cómo la fijación así realizada es capaz de acomodar el circuito de transferencia de los esfuerzos hacia el interior del tablero.

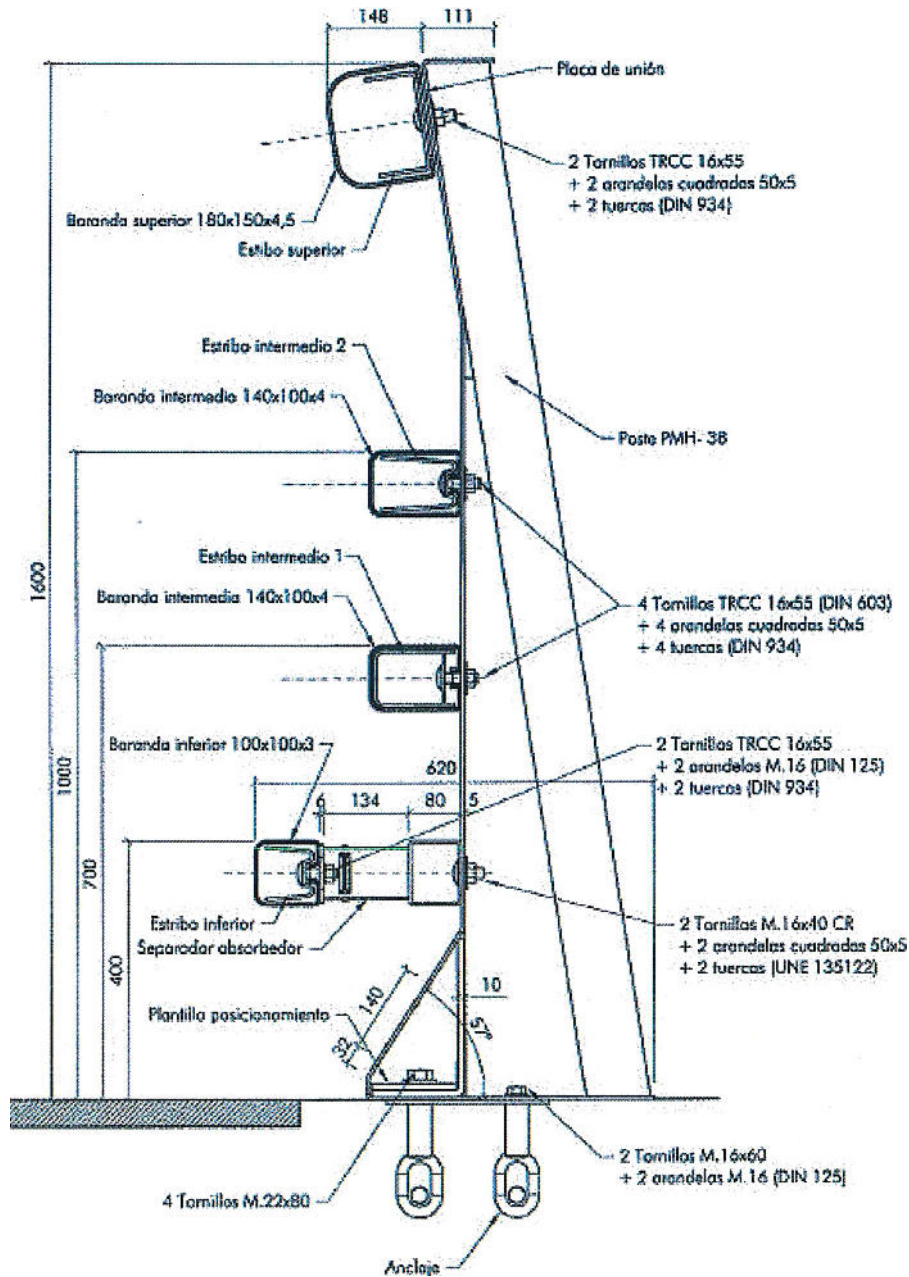


Figura 6. Pretil metálico.

Esta situación es incluso peor en determinados casos en los que ni siquiera se extrema el cuidado en asegurar que al menos los anclajes se coloquen correctamente. En la fotografía de la [figura 10](#) se muestra un caso en que el pretil se ancla directamente al zócalo del tablero existente, atravesando los conductos longitudinales previstos para el paso del cableado de instalaciones. En tal caso lógicamente no existe adherencia entre el anclaje y el hormigón del zócalo a lo largo de todo el diámetro de la conducción hueca atravesada. La longitud del perno que llegaba a alcanzar el hormigón por debajo del tubo era en general muy corta, y en algunos casos el perno colocado podía incluso extraerse manualmente.

Esta sería anomalía, que en definitiva invalidaba por completo la función del pretil, resultaba generalizada en todos los puentes en un tramo importante de una autovía de primer orden.

Naturalmente, en tales condiciones la capacidad del pretil estaría condicionada por la muy disminuida resistencia de los anclajes, capacidad probablemente muy inferior entonces a la de los tornillos fusibles, resultando el sistema inseguro.

Pero aún pueden existir situaciones todavía más desfavorables. En la fotografía de la [figura 11](#) se muestra el colapso de un pretil metálico moderno que fue instalado durante las obras de remodelación reciente del tablero de un puente de principios del siglo pasado.

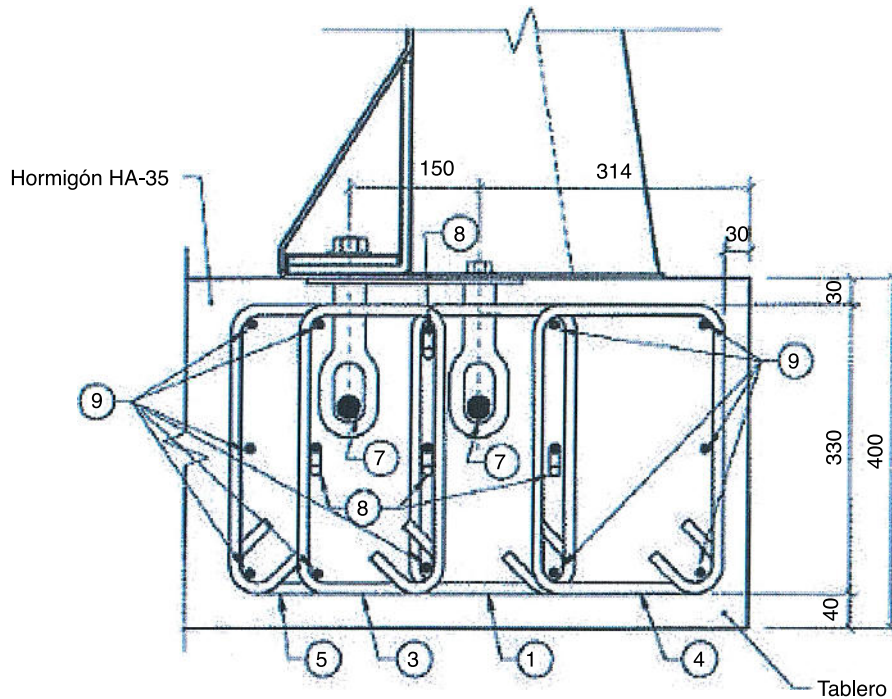


Figura 7. Zuncho de anclaje del pretil metálico.



Figura 8. Ensayo del poste de un pretil metálico.

La simple inspección ocular del margen siniestrado reveló la total ausencia de anclaje del zócalo de hormigón al tablero. El zócalo estaba constituido aparentemente por bloques de hormigón en masa, sin vinculación alguna entre ellos ni conexión con el tablero, como ya se ha indicado (fig. 12).

No es de extrañar que en tales circunstancias (en definitiva el pretil se *posa* sobre el tablero, descansando su zócalo sobre la superficie superior del voladizo sin conexión adicional alguna) se produzca el colapso total del sistema. En el caso concreto de la fotografía, toda la longitud del pretil se vio arrastrada por el impacto del vehículo, que incluso se había producido antes de la entrada al tablero del puente, precipitándose ambos (vehículo y pretil) al cauce inferior.

Los dos casos descritos inevitablemente inducen a sospechar que la situación de innumerables puentes rehabilitados probablemente no sea muy diferente, y a cuestionar que el pretil dispuesto presente condiciones suficientes que permitan desarrollar adecuadamente su misión.

4. Bases para el diseño y cálculo de la solución

Cuando se plantea la conexión de un nuevo pretil al tablero de un puente en rehabilitación concurren a nuestro juicio cuatro o cinco aspectos principales que condicionan extraordinariamente la solución válida y que justifican en muchos casos la necesidad de acompañar la actuación con una intervención de refuerzo o replantear la solución inicial, como ya se ha apuntado anteriormente. Dichos aspectos son los siguientes:

- Los relativamente elevados valores de los esfuerzos que los fabricantes proporcionan para comprobar que el tablero existente sobre el que se implanta el pretil es capaz de resistirlos.

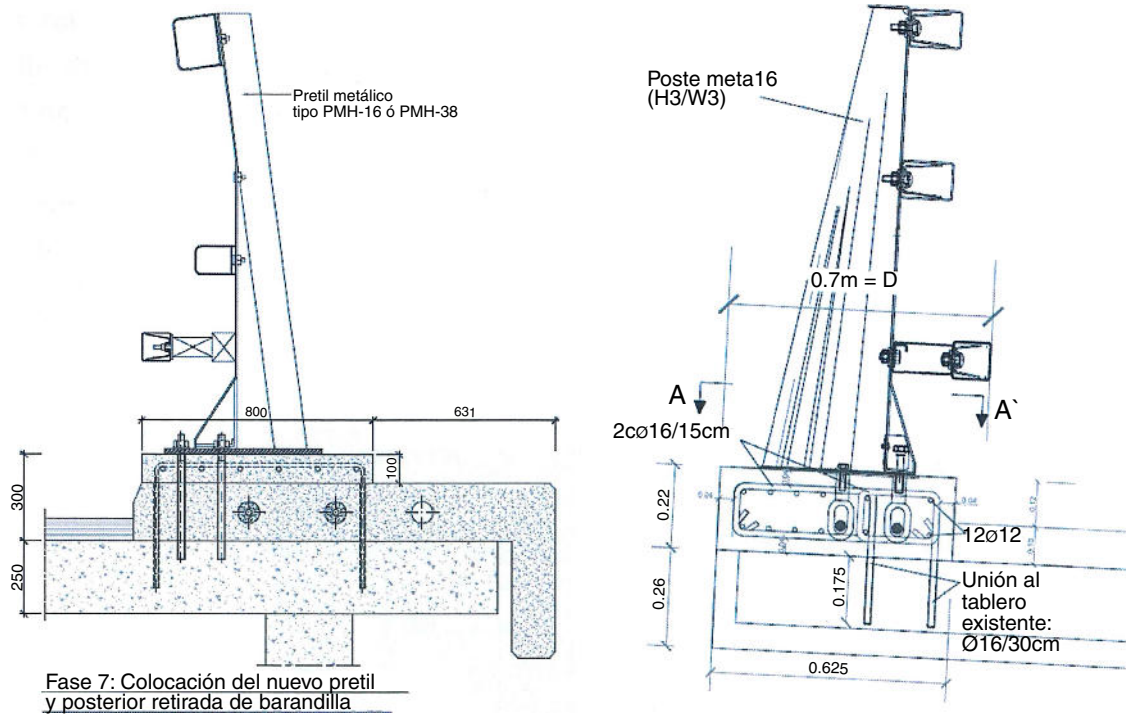


Figura 9. Soluciones habituales para el anclaje del pretil a un tablero existente.

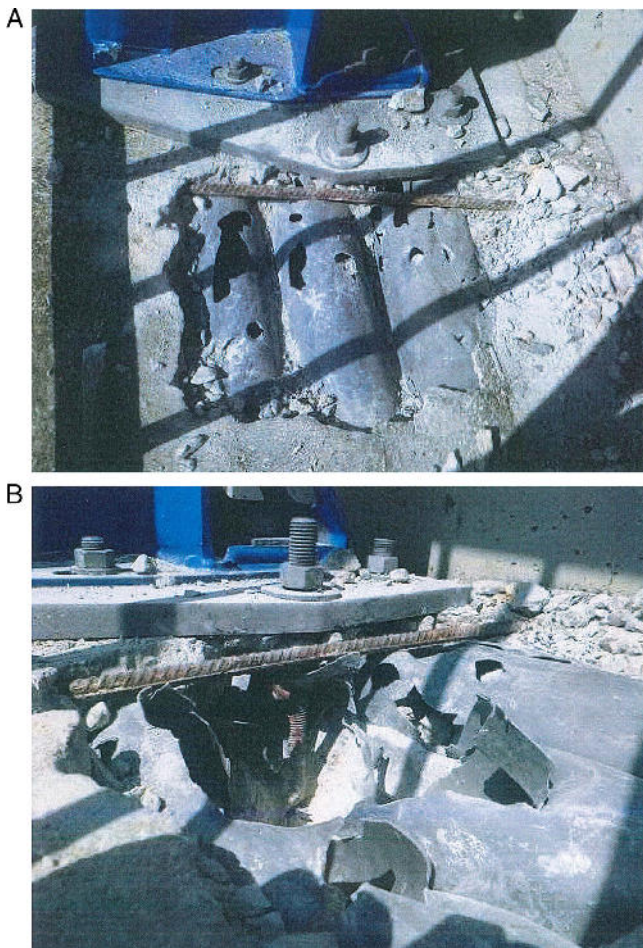


Figura 10. Anomalías en los anclajes de un pretil para un puente rehabilitado.

Dichos esfuerzos en general se obtienen mediante ensayos de choque con péndulo efectuados por un laboratorio acreditado, tal y como se ha indicado anteriormente, y deben ser considerados como acciones aplicadas al extremo del tablero en la posición del poste que en cada hipótesis se considere como receptor del impacto.

Los fabricantes proporcionan los máximos esfuerzos que, para cada altura y ángulo de impacto, producen la rotura del dispositivo fusible, indicando que el proyectista debe seleccionar las hipótesis más desfavorables, que en general se reducen a dos: la que produce un mayor momento en la base del poste (impacto de un vehículo alto, es decir, un camión) junto con la fuerza transversal concomitante, y la que produce el máximo cortante en la base (impacto de un turismo) junto con el momento flector simultáneo. En ambas hipótesis el ángulo de impacto pésimo es de 90° , es decir, choque en la dirección perpendicular al eje longitudinal del tablero. La [tabla 5](#), extraída de la referencia [8], muestra los considerables valores de los esfuerzos para un modelo de pretil concreto.

- La comprobación estructural local del tablero existente frente a dichos esfuerzos se realiza para una situación accidental, si bien en este caso la Instrucción IAP-11, en su artículo 5.1.2 *Impacto contra sistemas de contención de vehículos*, prescribe la aplicación de un coeficiente de mayoración de los esfuerzos de 1,5.
- La escasa o nula cuantía de armadura en la dirección transversal al eje del puente que podemos encontrar en general en la cara superior de los tableros en los extremos de los márgenes, particularmente en los más antiguos, cuyo dimensionamiento original no atendía la situación de impacto contra el pretil. Lógicamente dicha armadura existente es fundamental para



Figura 11. Colapso total de un pretil metálico dispuesto en la rehabilitación de un puente.

que el tablero pueda absorber los esfuerzos transmitidos por el impacto. A esta circunstancia habría que sumar además las incertidumbres en cuanto al detalle del extremo de dicha armadura y sus condiciones de anclaje.

- La anchura de reparto de la carga de impacto transversal en el poste que se puede considerar para movilizar la respuesta resistente del tablero. Un análisis local elemental mediante el método de bielas y tirantes, cuyas bases limitan el valor mínimo de ángulo de la biela de compresión con la horizontal a unos $\theta = 27^\circ$, implica (fig. 13) que dicha anchura máxima se reduce al metro o metro y medio (en función de la altura de la conexión respecto de la superficie del tablero, siempre limitada a un escalón permisible máximo de unos 7 cm por encima de la rasante), centrada con el poste.
- El, en general, reducido canto del tablero en el extremo, que limita la posibilidad de desarrollo de una longitud vertical de anclaje por adherencia suficiente de las barras o pernos dispuestos para absorber las tracciones verticales inducidas

por el impacto. El análisis de esta circunstancia es fundamental, particularmente cuando se pretende resolver la conexión mediante el anclaje de la placa base al tablero empleando exclusivamente pernos no pasantes.

- La longitud de pretil requerida desde su extremo hasta que resulte eficaz frente al impacto. En efecto, no valdría con disponer el pretil únicamente a lo largo de la longitud del puente, sino que en general será necesario extenderlo más allá de los extremos del tablero. Este aspecto (las significativas diferencias entre las longitudes reales de los puentes y las longitudes de pretiles ensayadas) constituye un punto de atención importante para el diseño que no debe desdeñarse.

El dimensionamiento de una solución concreta debería tener en cuenta estos aspectos, entre otros, imprescindibles para justificar su validez.

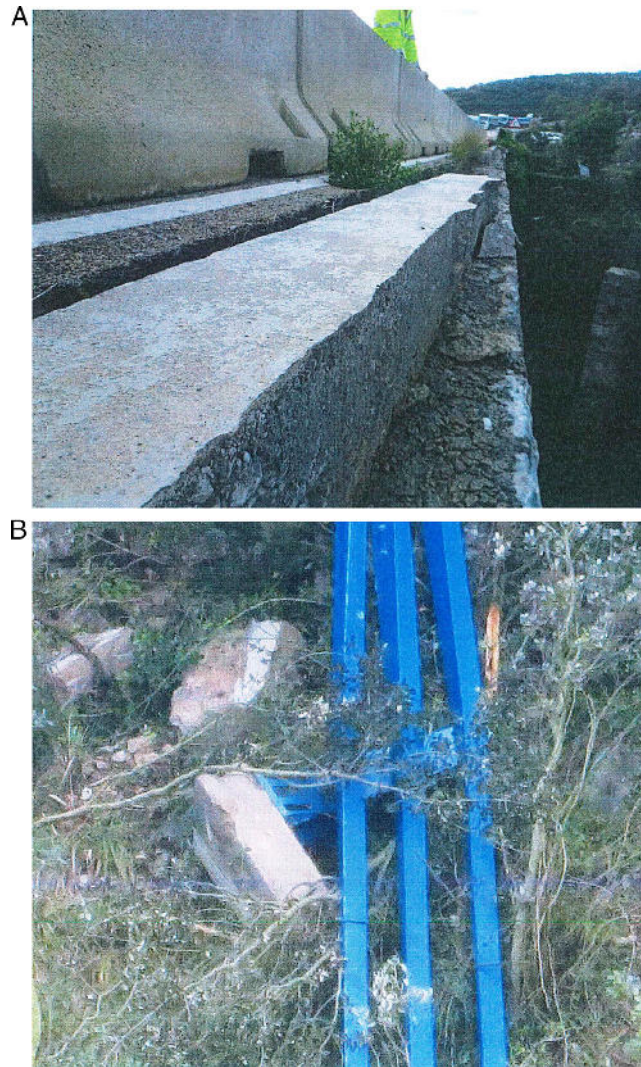


Figura 12. Colapso total de un pretil metálico dispuesto en la rehabilitación de un puente.

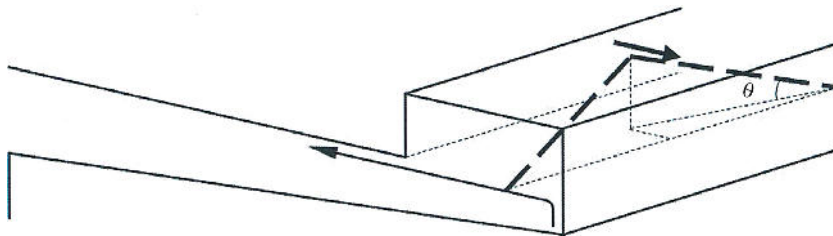


Figura 13. Estimación de la anchura de reparto movilizable.

Tabla 5

PRETIL MOSA 20 (H3)								
Máximo cortante								
Comb.	Fuerza	Ángulo (°)	F long (kN)	F trans (kN)	M long (kN m)	M trans (kN m)	F comb (kN)	M comb (kN m)
5	B.INF	90	0	452	0	158	452	158
Máximo momento								
Comb	Fuerza	Ángulo (°)	F long (kN)	F trans (kN)	M long (kN m)	M trans (kN m)	F comb (kN)	M comb (kN m)
10	DIST	90	0	377	0	245	377	245

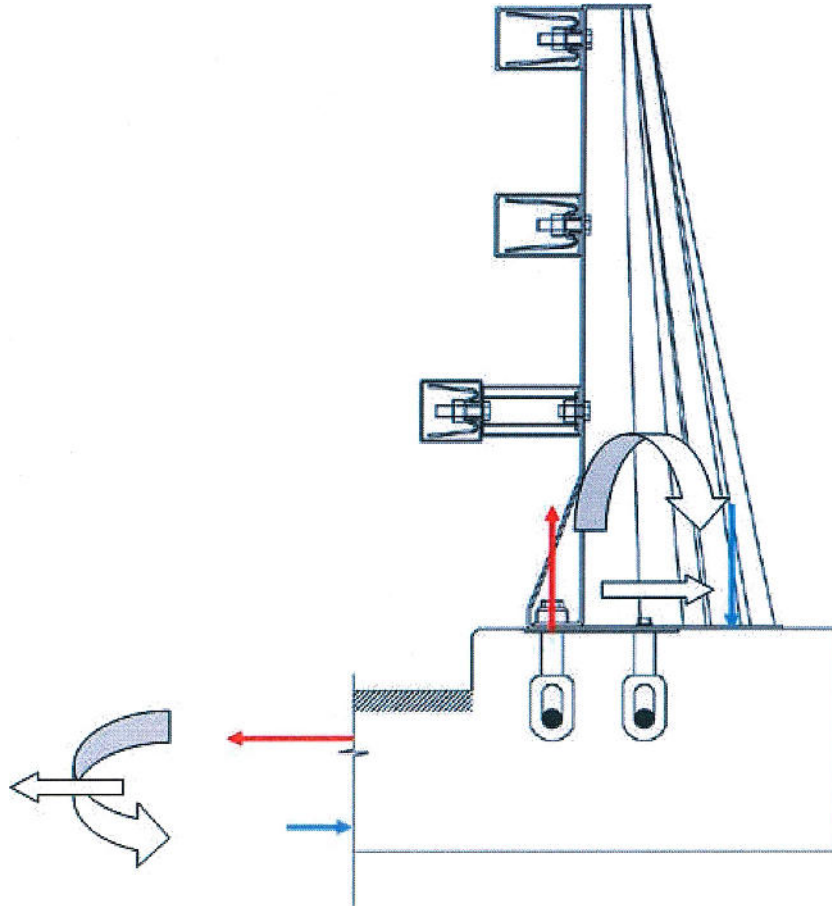


Figura 14. Equilibrio del voladizo frente a la acción de impacto contra el pretil.

5. Reflexiones sobre aspectos de planteamiento de posibles soluciones a casos concretos

Como hemos indicado, en muchos casos basta un tanteo de cálculo preliminar para concluir la necesidad de reforzar el tablero al no disponer este de capacidad suficiente para transferir los esfuerzos inducidos por el impacto. El simple planteamiento del equilibrio ya puede revelar esta circunstancia una vez caracterizado el armado real existente.

En efecto, en el croquis de la figura 14 se muestra la situación de equilibrio del voladizo del tablero existente frente a las acciones debidas al impacto contra el pretil, acciones referidas a la conexión de la base del pretil.

Se observa inmediatamente la situación de una sección crítica del voladizo próxima al pretil, con una significativa sollicitación de tracción de la armadura superior del tablero, que sería la necesaria para equilibrar el cortante transversal aplicado en la base del pretil más la tracción derivada del equilibrio del momento concomitante. Por las razones apuntadas anteriormente, habría que contar, para resistir dicha tracción, con la movilización de la armadura situada en torno al metro o metro y medio de anchura centrada con el poste que recibe el impacto, la cual en buena parte de los casos resultaría insuficiente.

El análisis local de la transferencia de los esfuerzos en la base del pretil hacia el interior del tablero puede plantearse por ejemplo mediante el método de bielas y tirantes. En la figura 15 se

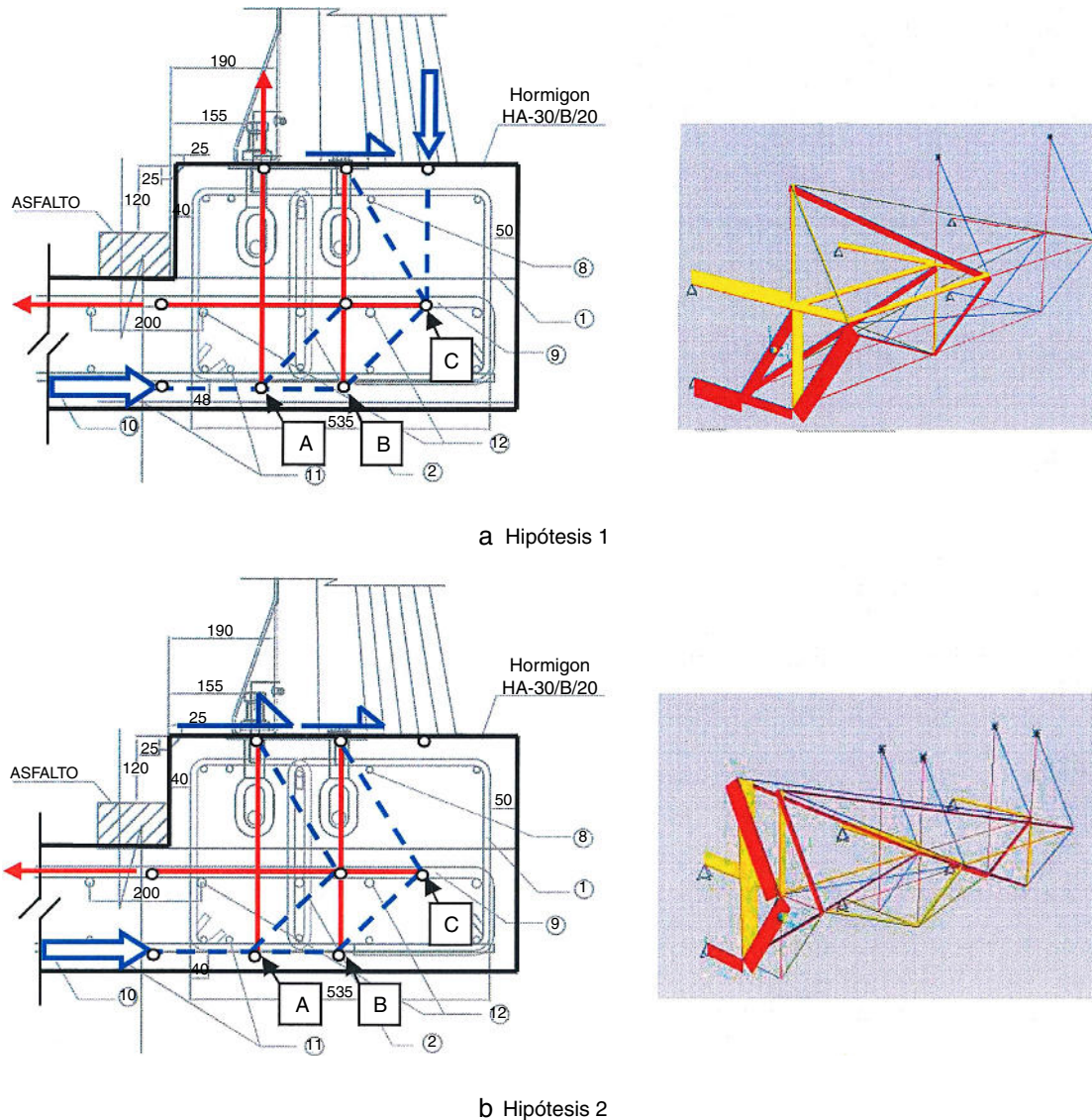


Figura 15. Esquemas de bielas y tirantes para el análisis de la transmisión de esfuerzos.

representan un par de esquemas estudiados por INTEMAC para un caso concreto, correspondientes a las dos hipótesis principales ya mencionadas. En el croquis se representan los tirantes traccionados en rojo y las bielas comprimidas en azul.

Obsérvese que para ganar brazo mecánico en la sección del voladizo del tablero, y en consecuencia capacidad a flexión suficiente con la armadura existente, conviene situar los puntos de confluencia de las bielas comprimidas con los tirantes verticales (puntos A y B en la figura) a la menor cota posible. Dado que entonces habrá que contar las longitudes de anclaje de los elementos dispuestos para resistir las tracciones verticales a partir de dichos puntos, en la mayoría de los casos resultará necesario resolver el anclaje haciendo pasantes las barras y soldándolas o atornillándolas a una placa metálica contra la cara inferior del voladizo, renunciando a anclar las barras por adherencia con el hormigón, habida cuenta del insuficiente canto disponible en general.

A título de ejemplo, en la [figura 16](#) se muestra un croquis de la solución estudiada por INTEMAC para otro caso similar. En esta ocasión se planteó el refuerzo de la cara superior del tablero (en bandas de 1 m de anchura centradas con cada poste del pretil) mediante la incorporación de armadura longitudinal necesaria y recrecido del canto, además del refuerzo frente a tracciones verticales mediante la incorporación de armadura con taladros pasantes y resina de anclajes. La resolución de los anclajes necesarios de la armadura de refuerzo a disponer lógicamente complica significativamente la ejecución del refuerzo, al precisar de acceso a la cara inferior del tablero. La conexión a rasante entre el recrecido y el tablero moviliza el trabajo a flexión horizontal de la estructura para resistir el impacto.

Estos complejos esquemas de armado pueden hacer aconsejable la demolición (total o parcial, dejando parte del tablero como encofrado perdido) del borde del tablero y conectar el nuevo zuncho a la armadura de este. Esta es la solución por la

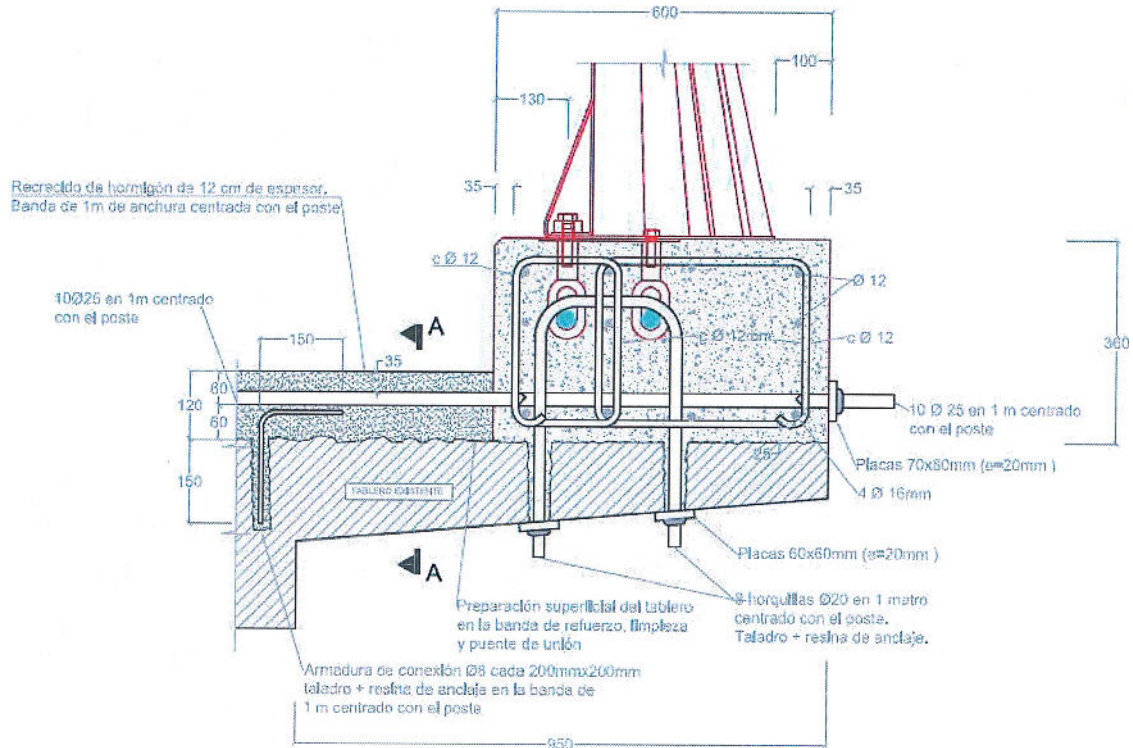


Figura 16. Planteamiento de una solución para un voladizo.



Figura 17. Ejecución de una solución concreta.

que se optó en el caso mostrado en la [figura 17](#), que ilustra la complejidad inherente a este tipo de actuaciones.

Incluso aunque se corresponda con un caso favorable, en el que la armadura existente en el voladizo resultaba suficiente, sí debió colocarse armadura adicional complementaria, tanto para la materialización del zuncho como para garantizar el anclaje de la armadura existente desde los puntos en los que era necesario.

En puentes no excesivamente amplios, la intervención indicada deberá extenderse a toda la anchura del tablero, obligando a cortes totales o parciales del tráfico durante la ejecución de las obras.

Las configuraciones de tableros de vigas no presentan condiciones mucho más favorables. En este caso la armadura vertical del alma de las vigas prefabricadas puede no ser suficiente para transmitir las tracciones verticales generadas por el impacto (tén-gase en cuenta que el golpeo puede suceder en cualquier punto

del margen a lo largo de la longitud del puente; sin embargo, dicha armadura solo presenta cuantías más elevadas en las secciones de las vigas próximas a los apoyos donde los cortantes solicitantes debido a acciones gravitatorias son mayores). Por ello, podría ser válido repetir una configuración similar a la del caso en voladizo ([fig. 18](#)), que también podrá necesitar el refuerzo de la capa de compresión si la armadura superior existente resultara insuficiente, aspecto este muy probable.

Otra circunstancia a tener en cuenta en este tipo de tableros es que la fuerza horizontal del impacto sobre el pretil debe ser transmitida hasta los apoyos de las vigas en las pilas y/o estribos, generalmente resueltos mediante aparatos de neopreno.

La contenida capacidad máxima que la normativa asigna a la transmisión de reacciones horizontales por rozamiento entre el neopreno y la base (véase, por ejemplo, la normativa UNE EN 1337-3 de apoyos elastoméricos) conduce a que este aspecto

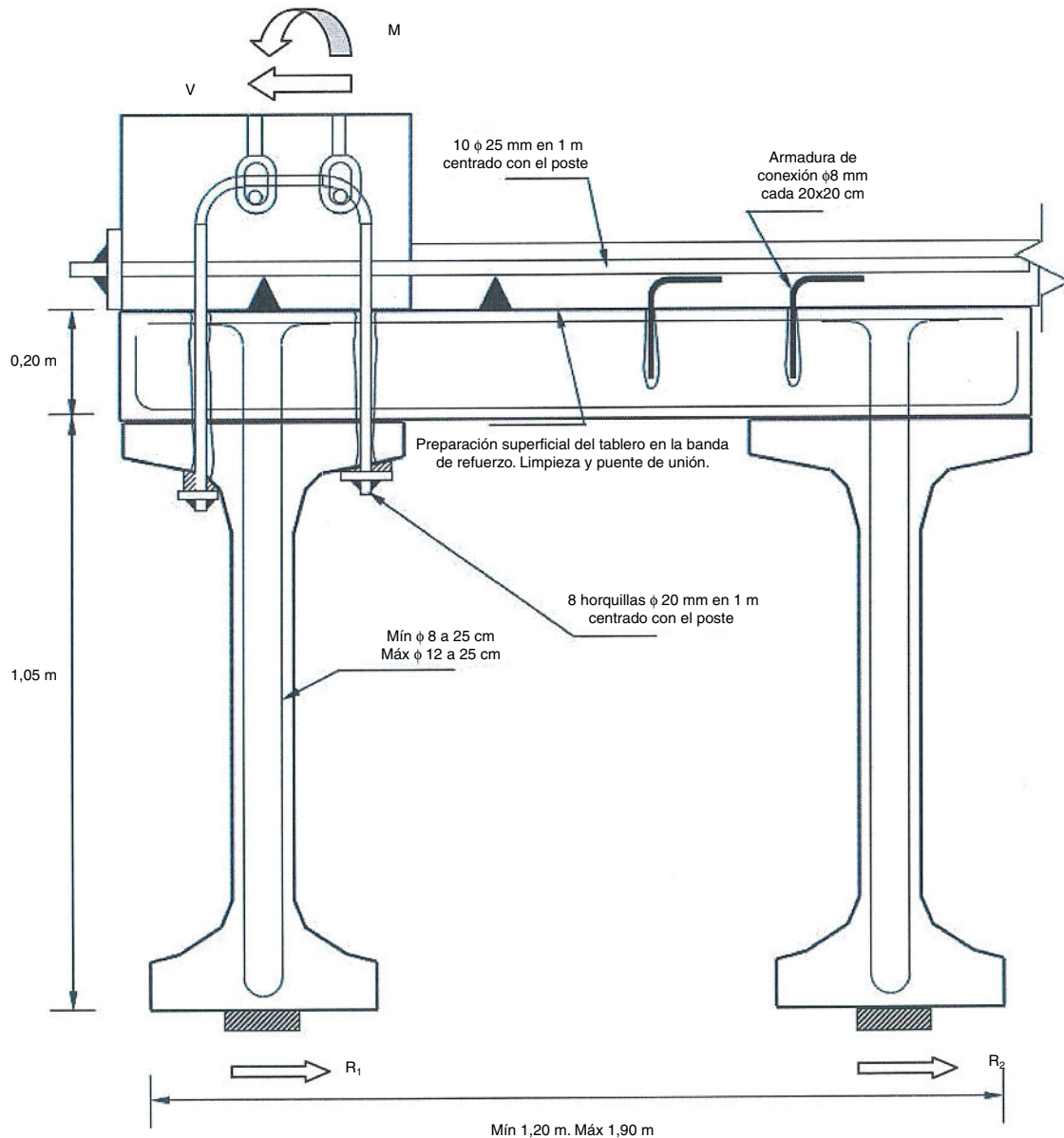


Figura 18. Planteamiento de una solución para un tablero de vigas.

pueda también resultar condicionante (sobre todo en ampliaciones laterales de puentes no conectadas con el tablero original e incluso teniendo en cuenta el efecto beneficioso en este caso de la posibilidad de contar con la carga vertical debida al eje del vehículo que impacta), obligando a estudiar la posibilidad de anclar las vigas en los apoyos o introducir nuevos topes laterales que permitan la transferencia de dichas reacciones horizontales hacia la estructura vertical y/o cimentación del puente.

La dificultad de materializar esto último podría aconsejar el intento de trasladar la fuerza de impacto hacia un elemento masivo, capaz de resistir el esfuerzo transmitiéndolo al terreno, lo cual es viable para pretilos que vayan a instalarse a lo largo de la coronación de los muros de acompañamiento próximos a los estribos del puente o al relleno dispuesto sobre la bóveda, como por ejemplo en el caso de los puentes de fábrica. En el croquis de la [figura 19](#) se muestra un esquema inicial de planteamiento

para este último caso, estudiado recientemente por INTEMAC para un puente de fábrica que presentaba ampliaciones laterales.

Dicha transmisión podría realizarse exclusivamente por rozamiento, en cuyo caso, dado lo elevado de las fuerzas de impacto a transmitir, exigiría un volumen de hormigón importante, o bien incorporando tacones al macizo que permitieran, además del rozamiento, movilizar el empuje pasivo.

En la [figura 20](#) se observa una solución estudiada por INTEMAC para la instalación de un pretil sobre el terreno a lo largo de un tramo entre muros laterales de fábrica de piedra próximos al estribo del puente. Siendo la calzada estrecha y contando solo con el rozamiento del macizo con el terreno, la solución práctica conducía a que la losa resultante afectara a toda la anchura de la vía.

Para definir una solución con tacón recomendamos adoptar planteamientos conservadores en el diseño, tanto por el hecho

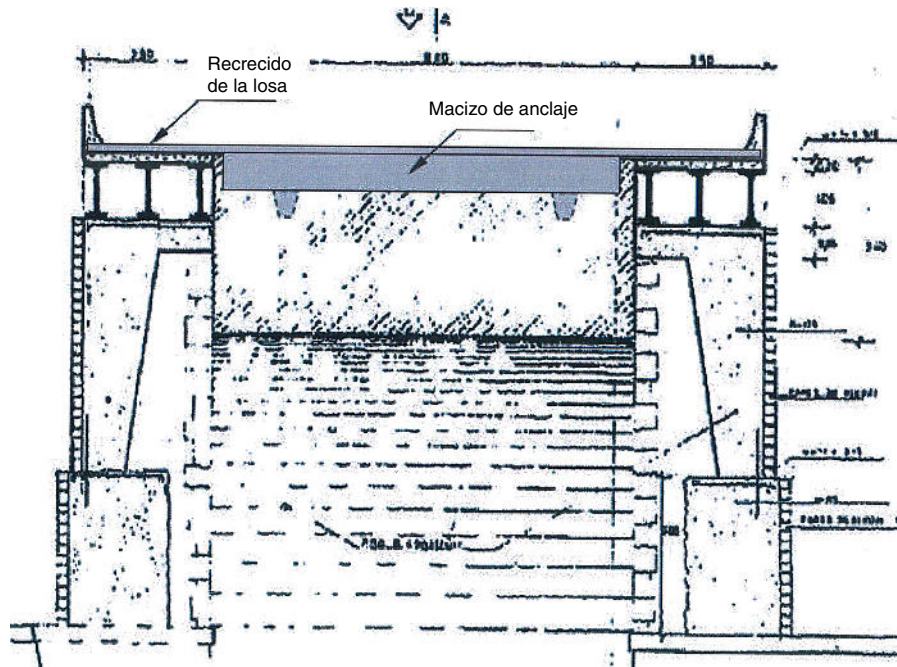


Figura 19. Planteamiento de una solución para un puente de fábrica.

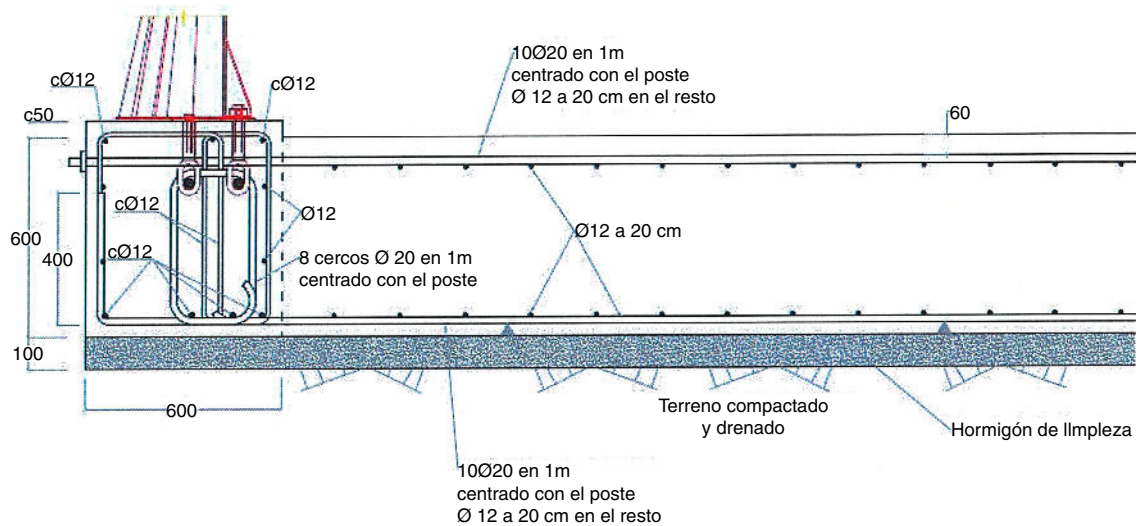


Figura 20. Planteamiento de una solución sobre el terreno.

de que la movilización del empuje pasivo exige desplazamientos del terreno importantes (que en principio parecería razonable estimar que pudieran llegar a producirse en la situación accidental asociada al impacto), como por la circunstancia de que la posición del tacón debe plantearse lo suficientemente alejada del muro o tímpano del borde para que le transmita presiones moderadas y permita la formación de la cuña de rotura en el terreno (fig. 21).

En este sentido, conviene tener en cuenta la presencia beneficiosa para el rozamiento de la carga vertical asociada al eje del vehículo que impacta, pero descontando el rozamiento debido al peso del volumen de la losa en el sector AB afectado por la cuña del empuje pasivo en el tacón (fig. 21).

Este análisis es en general complejo, si bien puede adoptarse un tratamiento simplificado para el cálculo, en particular adaptando el que se aborda por ejemplo para el cálculo de las condiciones de estabilidad de muros.

Como se ha visto en los párrafos anteriores, de los aspectos expuestos se deduce que existen razones importantes que permiten cuestionar de entrada la presunción inicial de que la adecuación de un pretil de un puente existente puede resolverse con una intervención menor.

Quizá sea la necesidad de refuerzo del tablero, con las consecuencias de ocupación de la calzada y restricción total o parcial del tráfico, los factores que justifiquen el estudio de otras posibilidades, en particular en los casos de puentes que soportan elevadas

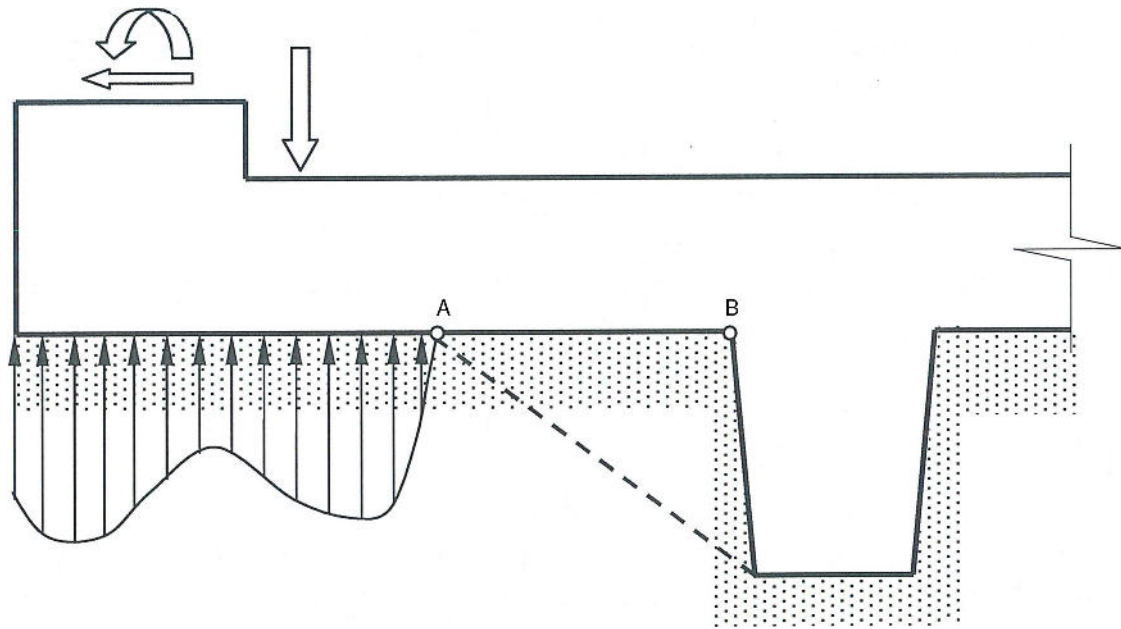


Figura 21. Planteamiento de una solución sobre el terreno.

intensidades de tráfico, en los que los cortes de la circulación representan un serio inconveniente.

Para dichos casos podría resultar interesante el estudio de la posibilidad de ampliar lateralmente el tablero, disponiendo una viga estructuralmente independiente de este dimensionada exclusivamente para absorber los esfuerzos derivados del impacto. Para que la propuesta resulte interesante (ver el croquis de la fig. 22, estudiado por INTEMAC para una solución preliminar concreta) debería a nuestro juicio poderse materializar la ampliación mediante el empleo de una viga prefabricada *ad hoc*, trasladada a obra y montada sin alteración del tráfico o con una afección mínima. Sobre dicha viga se atornillaría el correspondiente pretil.

Para que la ampliación del tablero no conlleve la de las pilas, la viga en cuestión debería proyectarse biapoyada en un solo vano, lo cual reduce en la práctica su validez a puentes cortos. Debería prestarse especial atención —además de a su dimensionamiento frente a la torsión combinada con la flexión y cortante horizontales derivadas del impacto— a la cimentación (que recibiría cargas importantes en la hipótesis de un impacto a la entrada del puente y que probablemente acabaría determinando la viabilidad de la solución) y a que la flecha máxima en servicio frente a acciones gravitatorias no condujera a un escalón inadmisibles con el tablero original adyacente, entre otros aspectos.

Como derivación inmediata del anterior planteamiento, y en particular para el caso de puentes de mayor longitud, cabría la posibilidad de disponer una nueva barrera flexible, que podría resolverse mediante una solución de módulos de hormigón sin conexión a la viga ni al tablero.

En tal caso, la viga de la ampliación, cuya misión sería la de proporcionar la anchura de trabajo necesaria para la barrera, solo habría que dimensionarla frente a cargas gravitatorias (peso propio más el de la barrera y el del eje del vehículo que impacta que pudiera pisar la viga). En función de la luz, podría resultar

válida una sección convencional de catálogo de la firma prefabricadora o con leves modificaciones para, si fuera necesario, evitar las diferencias de flechas verticales entre la viga y el tablero original, antes apuntadas.

En lugar de la viga, si las condiciones del borde del puente lo permitieran, podrían disponerse ménsulas metálicas, prolongando lateralmente el tablero, al menos en la longitud correspondiente a la diferencia entre la anchura de trabajo y la deflexión dinámica, dimensionadas para soportar los elementos de la barrera flexible.

6. Conclusiones

En el presente artículo hemos pretendido evidenciar la complejidad que puede suponer a nuestro juicio abordar satisfactoriamente la rehabilitación del pretil de un puente, sustituyéndolo por una solución válida a la luz de los conceptos y criterios actuales, que puede desembocar en muchos casos en una intervención no menor.

En general, en el planteamiento de este tipo de rehabilitación, la falta de espacio libre necesario en el margen para acomodar un pretil no anclado, sin que en muchos casos sea posible tampoco estrechar la calzada útil, conduce a la propuesta de un pretil más rígido a cambio de transmitir esfuerzos al tablero de magnitud considerable, de acuerdo con los valores proporcionados por los fabricantes.

Un análisis detallado de esta transmisión, que debe definir la trayectoria de las cargas debidas al impacto y el enlace con el esquema resistente general de la estructura del puente, justificará en muchos casos la necesidad de reforzar o de ampliar el tablero. La necesaria prolongación del trazado del pretil antes y después de la obra de paso también constituye un aspecto crucial para este tipo de intervenciones.

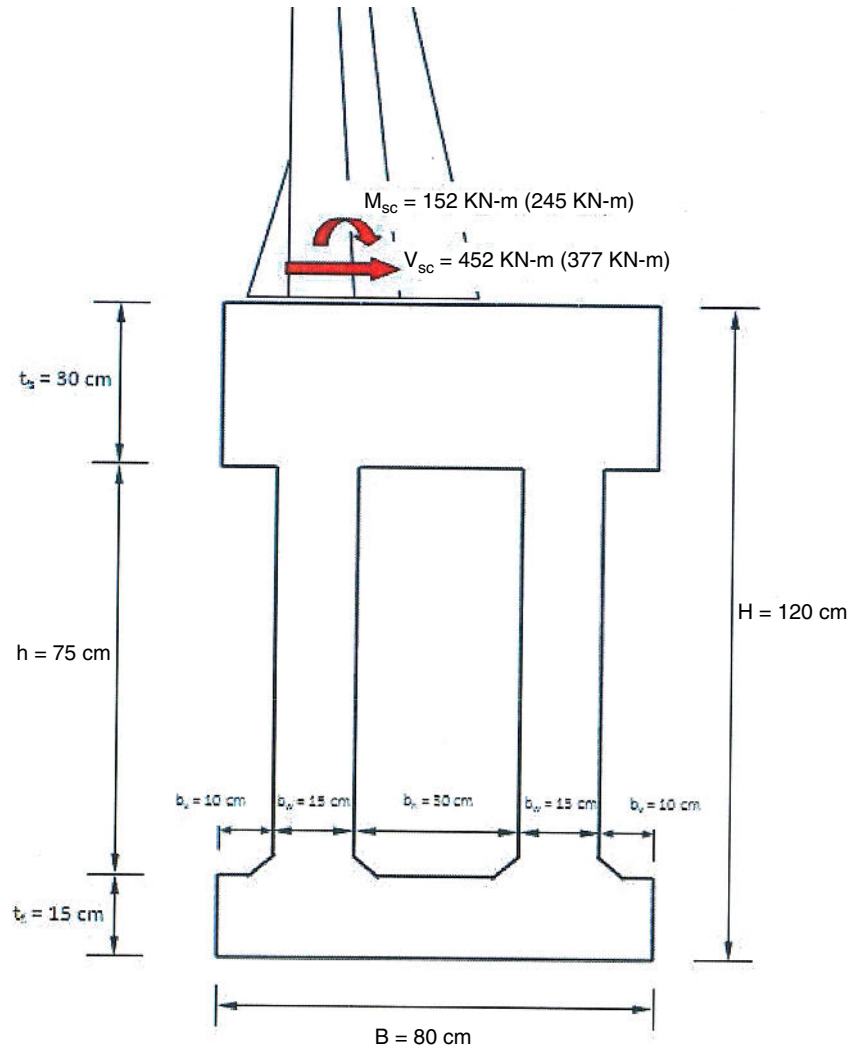


Figura 22. Planteamiento de una solución de ampliación del tablero.

Es precisamente este análisis el que permitiría entonces cuestionar en muchos casos determinadas soluciones de implantación observadas en nuestros estudios de patología que, aun cuando no se hayan revelado manifiestamente inadecuadas como consecuencia de accidentes reales, pueden juzgarse como inseguras.

Bibliografía

- [1] UNE EN 1317-1: 2011. Sistemas de contención para carreteras. Parte 1: Terminología y criterios generales para los métodos de ensayo.
- [2] UNE EN 1317-2: 2011. Sistemas de contención para carreteras. Parte 2: Clases de comportamiento, criterios de aceptación para el ensayo de impacto y métodos de ensayo para barreras de seguridad incluyendo pretilos.
- [3] Catálogo de ABESCA Associazione Barriere Elementi Sicurezza Cemento Armato.
- [4] Catálogo de pretil metálico PMH-38 (septiembre de 2010) de HIASA, Hierros y Aplanaciones, S.A.
- [5] Delta Bloc International. www.deltabloc.com.
- [6] Orden Circular 23/2008 sobre criterios de aplicación de pretilos metálicos en carretera. Ficha del pretil PMH-38 incluida en el catálogo anexo.
- [7] CIDAUT. Fundación para la Investigación y Desarrollo en Transporte y Energía. www.cidaut.es.
- [8] Mora Salazar. Nota técnica. Impacto contra sistema de contención de vehículos MOSA 20. Valores máximos transmitidos. Rev 0. Agosto de 2015.

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

Original

Seismic isolation of structures. Part I: Concept, review and a recent development

Aislamiento sísmico de estructuras. Parte I: concepto, revisión y evolución reciente

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 22 October 2017

Available online 13 February 2018

Abstract

This paper is the first of two companion papers on seismic isolation of structures. Those two papers present the topic since its fundamental concepts; passing through its development history and comparisons of developed isolation systems over time; up to addressing one of the most recent isolation devices, besides a detailed case study of its implementation under severe near-fault earthquakes considering closely-spaced asymmetric multistory structures. The present paper, Part I, introduces briefly the concept of seismic isolation and its development history. Then presents for an application using a recently proposed seismic isolation systems named Roll-in-Cage (RNC) isolator. The objective of the second companion paper, Part II, 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, by means of the RNC isolator.

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

Keywords: Seismic isolation; Concept; History; Asymmetric structures; Pounding; Roll-in-Cage isolator

Resumen

Este artículo es el primero de dos artículos complementarios sobre aislamiento sísmico de estructuras, que presentan el tema desde sus conceptos básicos, pasando por la historia de su desarrollo y las comparaciones de sistemas de aislamiento desarrollados a lo largo del tiempo, hasta abordar uno de los dispositivos de aislamiento más recientes, además de un caso práctico detallado de su implementación en condiciones de terremotos intensos cerca de la falla con la valoración de estructuras asimétricas de varios pisos con poco espacio entre sí. El presente artículo, la parte I, presenta brevemente el concepto de aislamiento sísmico y la historia de su desarrollo. Luego se presenta una aplicación que utiliza un sistema de aislamiento sísmico propuesto recientemente, denominado aislador *roll-in-cage* (RNC). El objetivo del segundo artículo complementario, la parte II, 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 RNC.

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

Palabras clave: Aislamiento sísmico; Concepto; Historia; Estructuras asimétricas; Golpeteo; Aislador *roll-in-cage*

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

<https://doi.org/10.1016/j.hya.2017.10.002>

0439-5689/© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

1. Introduction

Seismic base isolation has been used with increasing popularity to protect structures, together with their occupants, secondary systems and internal equipment, from the damaging effects of earthquakes. This paper addresses such popular protection strategy, against devastating seismic events, through three steps: highlighting its fundamental concepts; reviewing briefly its development history; and giving a challenging application example of seismic isolation into closely spaced asymmetric buildings using the recent RNC isolator.

2. Philosophy behind seismic isolation

Seismic isolation is a design strategy based on the premise that it is both possible and feasible to uncouple a structure from the ground and thereby protect it from the damaging effects of the earthquake motions. To achieve this result, while at the same time satisfying all of the in-service functional requirements, additional flexibility is introduced usually at the base of the structure. Additional damping is also provided to control the deflections, which occur across the isolation interface.

Decoupling a structure from the horizontal components of a ground motion gives the structure a fundamental frequency that is much lower than its fixed-base frequency and the predominant frequencies of the ground motion. The first dynamic mode of the isolated structure involves deformation only in the isolation system; the structure above is being to all intents and purposes rigid. The higher modes that produce deformation in the structure are orthogonal to the first mode, and consequently, to the ground motion. These higher modes do not participate in motion, so that the high energy in the ground motion at these higher frequencies cannot be transmitted to the structure. The isolation system does not absorb the earthquake energy, but rather deflects it through the dynamics of the system; this effect does not depend on damping, but a certain level of damping is beneficial to suppress possible resonance at the isolation frequency.

Based on fundamental vibration period perspective, an insight into the benefits of using base isolators in structures can be gained by considering the special case of a single-story linear undamped structure, which is separated from the ground by flexible bearings of lateral linear stiffness k_b as shown in Fig. 1(a). The bearings are connected together through a base mass, which

is a rigid horizontal diaphragm of mass m_b just above the bearings. The whole system is idealized as a 2DOFs spring-mass system as shown in Fig. 1(b). The governing equations of motion are

$$m_b \ddot{y} + k(y_1 - y_2) + k_b(y_1 - x_2) = 0 \tag{1a}$$

$$m \ddot{y}_2 + k(y_2 - y_1) = 0 \tag{1b}$$

where m is the main mass, k is the stiffness of the structure above the isolator and y_1 and y_2 are the total displacements of the base and the main masses, respectively. If the relative displacements between the masses and the supports are defined to be

$$x_1 = y_1 - x_g \tag{2a}$$

$$x_2 = y_2 - x_g \tag{2b}$$

It then follows from substituting Eq. (2) into Eq. (1) that

$$m_b \ddot{x}_1 - kx_2 + (k + k_b)x_1 = -m_b \ddot{x}_g \tag{3a}$$

$$m \ddot{x}_2 + kx_2 + kx_1 = -m \ddot{x}_g \tag{3b}$$

Consider the special case where m_b is very small and so is assumed zero. Therefore, Eq. (3a) becomes

$$-kx_2 + (k + k_b)x_1 = 0 \tag{4}$$

Solving for x_1 in terms of x_2 in Eq. (4) gives

$$x_1 = \left(\frac{k}{k + k_b} \right) x_2 = \left(\frac{1}{1 + (k_b/k)} \right) x_2 \tag{5}$$

The displacement x_1 is the displacement of the base isolator relative to the ground. Eq. (5) gives the value of x_1 in terms of x_2 and the ratio of the isolator stiffness to that of the structure. Note that if k_b goes toward infinity (i.e. very stiff bearing), then x_1 goes toward zero. In addition, if k_b is equal to k , then x_1 is equal to one-half of x_2 . The ideal, or perfect, isolation case is attained if k_b goes toward zero. In this case, $x_1 = x_2$ which translates into zero story drift, perfect rigid-body vibration of the structure and full structure-ground separation in the horizontal direction. Substituting Eq. (5) into Eq. (3b) gives the equation of motion for this spring-mass system as

$$m \ddot{x}_2 + \left[1 - \left(\frac{1}{1 + (k_b/k)} \right) \right] kx_2 = -m \ddot{x}_g \tag{6}$$

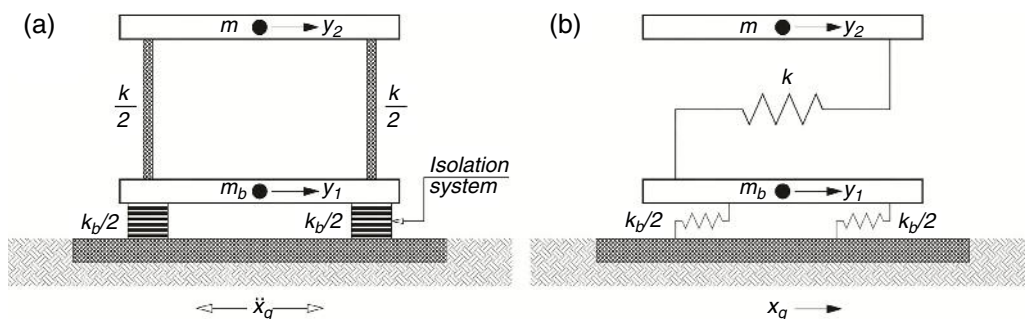


Figure 1. Single story base-isolated structure.

One important effect of the presence of base isolators, seen in Eq. (6), is the modification of the natural frequency of vibration of the system. In this spring-mass system, the natural frequency of vibration is

$$\omega_{nb} = \sqrt{\frac{k}{m} \left[1 - \left(\frac{1}{1 + (k_b/k)} \right) \right]} = C_1 \omega_n \quad (7)$$

where $\omega_n = \sqrt{k/m}$, and C_1 is the base isolated natural frequency of vibration coefficient, defined as

$$C_1 = \sqrt{1 - \left(\frac{1}{1 + (k_b/k)} \right)} \quad (8)$$

The natural period of vibration is

$$T_{nb} = \frac{2\pi}{\omega_{nb}} = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{k}{m} \left[1 - \left(\frac{1}{1 + (k_b/k)} \right) \right]}} = C_2 T_n \quad (9)$$

where $T_n = 2\pi/\omega_n$, and

$$C_2 = \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{1}{1 + (k_b/k)} \right)}} = \frac{1}{C_1} \quad (10)$$

Insight into the meaning of a rigid, or fixed, base structure can be gained from Eq. (7). If k_b is much greater than k_1 , then the term in the denominator, that is, $1 + (k_b/k)$, of Eq. (7) becomes large, and therefore ω_{nb} approaches the natural frequency of a rigid base system $\sqrt{k/m}$ and T_{nb} approaches the natural period of vibration of a rigid base system $2\pi/\sqrt{k/m}$.

The situation of interest for a base isolated structure is the case where k_b is less than k . In the limit if k_b is very small, then ω_{nb} goes to zero, see Eq. (7), and the natural period of vibration of the structure T_{nb} goes to infinity, see Eq. (9) which corresponds to the fully isolated condition. Eq. (5) can be rewritten to express the ratio x_1/x_2 as a function of the ratio k_b/k . In this case, if k_b/k becomes large, then x_1/x_2 tends to zero. This is the fixed base condition.

3. Historical development of isolation systems

Seismic isolation is not a very new idea. More than a century ago, in 1885, John Milne, a professor of engineering in Japan, built a small wooden house on balls in cast-iron plates with saucer-like edges on the heads of piles, to demonstrate that a structure could be isolated from earthquake shaking [1]. However, the building behavior under wind loads was not satisfactory. Therefore, he reduced the balls diameter from 10 inch to 1/4 inch. By this mean, the building became stable against wind loads and was evidently successful under actual earthquake action. In 1891, after Naroobi earthquake, a Japanese person, Kawai, proposed a base isolated structure with timber logs placed in several layers in the longitudinal and transverse direction [2].

In 1906, Jacob Bechtold of Germany applied for a U.S. patent in which a seismic-resistant building is to be placed on rigid plate supported on spherical bodies of hard material [3]. In 1909, a medical doctor from England, Calentarients, had submitted a

patent application to the British patent office for a method of building construction. In his method, a building is constructed on a layer of fine sand, mica, or talc that would allow the building to slide in an earthquake, thereby reducing the force transmitted to the building itself [4]. In 1929, Robert de Montalk of New Zealand filed a patent application for an invention comprising a means whereby a bed is placed and retained between the base of a building and its solid foundation. The bed was being composed of material which will absorb or minimize seismic shocks [5].

There are almost a hundred known proposals for a seismic isolation systems made prior to 1960, but as far as can be determined, none were ever built. The most probable reason is a lack of practicality and the fact that the engineering profession of the day had little or no confidence in their success [3]. One notable historic structure, however, is Frank Lloyd Wright's Imperial Hotel in Tokyo, completed in 1921. This building was founded on a shallow layer of firm soil, which in turn was supported, by an underlying layer of mud. Cushioned from devastating ground motion, the hotel survived the 1923 Tokyo earthquake and later Wright wrote in his autography [6] of the "merciful provision" of 60–70 feet of soft mud below the upper 8 foot thick surface soil layer which supported the building. The imperial Hotel was an evidence that base isolation works and seismic protection can be achieved by relatively simple means.

Since the 1920s there have been other "accidents" in which some structures have survived earthquakes while neighboring buildings have collapsed. Several unreinforced masonry buildings were only lightly damaged in the 1933 Long Beach earthquake because they were able to slide on their grade beams. At least one masonry house survived the 1976 Tangshan earthquake because it also slid on its foundation inadvertently. Reconnaissance reports also describe instances of slender structures surviving earthquakes because of their ability to rock or side sway. Water tanks and statues, chandeliers and suspension bridges are some examples.

Attempts were made in the 1930s to protect the upper floors of multistory buildings by designing very flexible first-story columns. It was proposed that the first-story columns should be designed to yield during an earthquake to produce isolation and energy-absorbing actions. However, to produce enough damping, several inches of displacements is required, and a yielded column has greatly buckling loads, proving the concept impractical. To prevent the structure from moving too far, the first story is constructed underground and energy dissipators are installed at the top of this story [7]. To overcome the inherent dangers of soft supports at the base, many types of roller bearing systems have been proposed. The rollers and spherical bearings are very low in damping and have no inherent resistance to lateral loads, and therefore some other mechanisms that provide wind restraint and energy absorbing capacity are needed. A long duration between two successive earthquakes may result in the cold welding of bearings and plates, thus causing the system to become rigid after a time. Therefore, the application of the rolling supports was restricted to the isolation of special components of low or moderate weight [8].

Parallel to the development of the soft first-story approach, the flexibility of natural rubber was also seen to be another

solution for increasing the flexibility of the system. The first use of a rubber isolation system to protect a structure from earthquakes was in 1969 for a three-story elementary school in Skopje, Republic of Macedonia. The building was constructed of reinforced concrete shear walls and supported by 54 large blocks of hard rubber. These rubber blocks were completely unreinforced, so the weight of the building causes them to bulge sideways. To improve the building stability under minor vibrations, glass blocks acting as seismic fuzes are intended to break when the seismic loading exceeds a certain threshold. Owing to having the same stiffness of the isolation system in all directions, the building bounces and rocks backwards and forwards [9]. These types of bearings are unsuitable for the earthquake protection of structures.

The subsequent development of laminated rubber bearings in 1970s has made seismic isolation a practical reality [10–12]. These bearings are very stiff in the vertical direction to carry the structural weight but are very flexible horizontally to enable the isolated structure to move laterally under strong ground motion. In the early 1980s, developments in rubber technology led to new rubber compounds, which were termed high damping rubber (HDR) [13]. Later, a large number of isolation devices were developed including rollers, springs, friction slip plates, capable suspension, sleeved piles, and rocking foundations. Now seismic isolation has reached the stage of gaining acceptance and replacing the conventional construction, at least for important structures.

It is not just the invention of the elastomeric bearing, which has made seismic isolation a practical reality. Three other parallel, but independent, developments have also contributed to its success. The first of these was the development of reliable software for the computer analysis of structures to predict their performance and determine design parameters. The second development was the use of shaking tables, which are able to simulate the effects of real recorded earthquake ground motions on different types of structures. A third important development is in the skill of the engineering seismologist in estimating ground motions at a particular site.

Table 1 summarizes the advantages and disadvantages of the most commonly used devices for seismic isolation. These advantages and disadvantages are brief, general and may not be comprehensive. Further, the listed disadvantages may apply to a generic type; some manufactures may have specific procedures to alleviate one or more of the disadvantages.

Rough inspection of Table 1 confirms the fact that each of the seismic isolation systems mentioned above has specific dynamic properties and functions but no device is perfect. This motivates the efforts either to enhance the existing devices or to innovate others with the aim of attaining the maximum protection level of structures through seismic isolation. Unfortunately, most of the isolation systems reported in the literature are patented products (the same is also true with most newly invented products), not all of them are readily available for procurement and direct enhancement. Therefore, the intention may be directed toward creating more efficient isolation devices. The next section presents for a case study using a novel seismic isolation system named Roll-in-Cage (RNC) isolator, which is an attempt

Table 1
Advantages and disadvantages of commonly used isolation systems.

Device	Advantages	Disadvantages
Elastomeric	Low structural accelerations Relatively low cost	Large displacements Low damping Limited recentering capacity Shear strain reduces capacity Minimum flexibility limit No resistance to service loads No buffer P- Δ influence
HDR	Moderate structural acceleration Resistance to service loads Moderate to high damping	Strain dependent stiffness Strain dependent damping Complicated analysis Scragging-change properties Narrow range of stiffness Narrow range of damping No buffer P- Δ influence Limited recentering capacity
LRB	Moderate structural acceleration Resistance to service loads Wide range of stiffness Wide range of damping High damping levels	Cyclic change in properties Bearing area reduction P- Δ influence Not for low-mass structures No buffer Limited recentering capacity
Flat sliders	Simple in concept Resistance to service loads No strain hardening Low profile High damping levels Earthquake independent Structure independent	High structural acceleration Changing friction coefficient High initial stiffness No recentering mechanism No buffer
Curved sliders	Low profile Resistance to service loads Relatively wide damping range Reduced structural torsion High damping levels	High structural acceleration Changing friction coefficient High initial stiffness High cost Curvature-dependent vibration period Uplifted structure with motion Likely permanent eccentricity
Rollers	Very low structural acceleration Simple means and concept Great horizontal flexibility	No damping No buffer No recentering mechanism Not for heavy masses Flattening of contact surfaces
Springs	Provide 3D isolation Commonly used for machinery	No damping Produces vertical accelerations No buffer No recentering mechanism Not for heavy masses
Hysteretic dampers	Control displacements Low cost Provide stiffness and damping Wide damping range Widely available	Add force to system

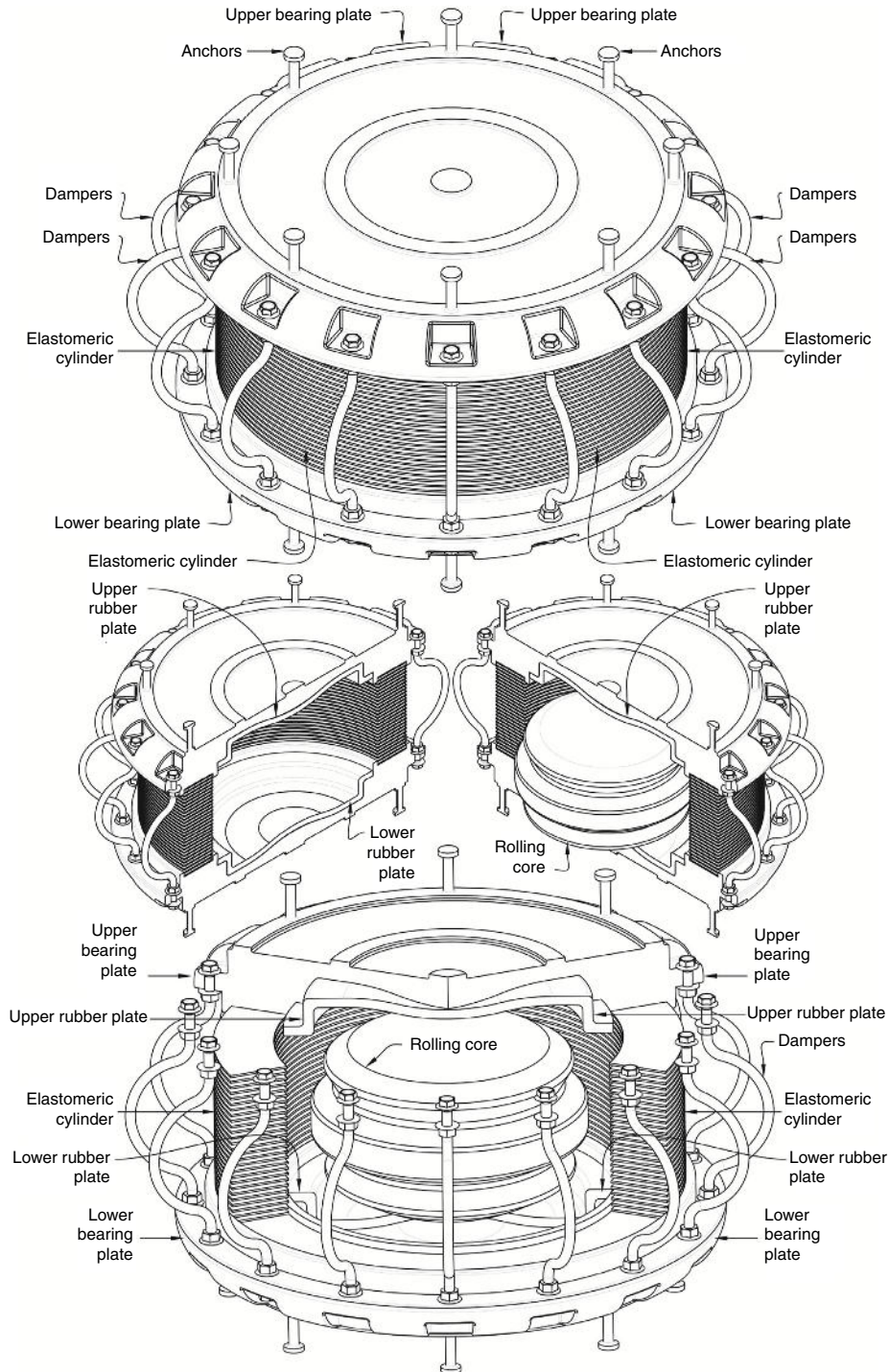


Figure 2. The RNC isolator: (a) full isometric view; (b) vertical half-sectional views; (c) three-dimensional partial sectional view.

that aims to combine the best features of the present day isolation systems, while avoiding their main drawbacks, in a single unit. Detailed numerical results are presented and discussed into the companion paper, Part II.

The Roll-in-Cage (RNC) isolator has been recently proposed, [14,15], as an attempt of enhancement, see Fig. 2. It is a rolling-based isolation system to achieve the maximum possible structure-ground decoupling, and therefore, to minimize the seismic force transfer to the isolated structure. It is

designed to achieve a balance in controlling isolator displacement demands and structural accelerations. It provides in a single unit all the necessary functions of vertical rigid support, horizontal flexibility with enhanced stability, hysteretic energy dissipation and resistance to minor vibration loads. Although the rolling core is quasi-ellipsoidal, the RNC isolator generates no vertical fluctuation of isolated structure during motion due to the inner curvatures of the upper and lower bearing plates. Moreover, the RNC isolator is distinguished by three unique

features: (1) a self-stopping (buffer) mechanism to limit the isolator displacement under severe seismic excitations, such as near-fault earthquakes, to a preset value by the structural designer; (2) a linear gravity-based self-recentering mechanism that prevents residual displacement after earthquakes (such recentering mechanism is a result of adopting a quasi-ellipsoidal shape of the rolling core); and (3) significant resistance to vertical axial tension provided by metallic yield dampers along its perimeter.

Besides the rolling-based motion mechanism, which requires less lateral forces to initiate and maintain high degree of structure-ground decoupling compared to other motion mechanisms of the elastomeric-based and friction-based isolation systems, the RNC isolator is provided with a consistent design of the lateral stiffness mechanism to get the most benefit of that rolling-based motion mechanism. Such design advantage lies in the independency of both vertical bearing mechanism and the mechanism that provides lateral pre-yield stiffness against minor vibration loads. This independency allows for accurate tuning of the initial pre-yield stiffness to permit the commencement of the seismic isolation process, or structure-ground decoupling, just after the seismic forces exceed the maximum limit of minor vibration loads, contrary to the available isolation systems. To support heavy and extra heavy structures, the RNC isolator is provided with a linear hollow elastomeric cylinder, with a designed thickness, around the rolling core to represent the main vertical load carrying capacity, while the rolling core itself works as a secondary support in this case. The RNC isolator can be available in different other forms to suit the structure or object to be protected. More detailed description and thorough treatment of the RNC isolator is found in reference [14].

4. Seismic isolation of adjacent asymmetric buildings using the RNC isolator

4.1. Introduction

Torsion adversely affects the response of conventional structures, as well as seismic isolated structures. It was found that 42% of the collapses that occurred in Mexico City during the 1985 earthquake were related to the torsional response of asymmetric buildings [16]. Many of the buildings being constructed today display torsion effects when dynamically excited. These effects are clearly to be expected if the center of mass (CM) of the building is significantly offset from its center of rigidity (CR). In such a case the building's columns are subjected to loads arising from both translation and rotation of the overall building. The magnitude of the torsional responses with respect to the translational ones is governed by the participation factors of the relevant modes. Although the total inter-story shear forces in an eccentric structure can be reduced by the participation of torsional modes of vibration, the shear forces and displacements of any given column tend to increase as its distance from the structural center of rigidity increases. Over-stressing of structural components is therefore more likely in a building which has its CM offset from its CR than in one that does not. Practical problems such as material inhomogeneities precludes the construction of

buildings with perfect coincident centers of mass and rigidity. For this reason alone, torsional effects would be present to some extent in all buildings.

As a consequence, for design purposes, it would be desirable to restrict such negative effects through minimizing or even eliminating of torsional responses of asymmetric structures [16–18]. Passive seismic isolation systems are devised to mitigate the destructive effects of earthquakes in buildings and their contents by controlling the seismic input. Practically, the effectiveness of seismic-isolated structures' performance is strongly influenced by its torsional behavior. Almost all structures experience three-dimensional response during ground motions due to lack of symmetry between the structure's center of rigidity (CR) and center of mass (CM). One or more dominant lateral natural frequencies of the structure may tune with its torsional frequency [19]. Several researchers have investigated the coupled lateral-torsional response of fixed-base and seismic-isolated buildings [20–24]. Most investigations have found that coupling between translational with the rotational modes significantly affects the behavior of seismic-isolated structure and this effect needs to be rigorously considered in analysis and design.

Regarding the seismic behavior of asymmetric multi-story isolated structures, the available literature shows that the response of isolated asymmetric structures is still an ongoing research topic with relatively few works available. Some of the first reported research studies on simple rigid superstructure models could be found in [20,21] and on multi-story models in [25]. They have concluded that a seismic isolation system with zero or a small amount of eccentricity significantly reduces torsion in those systems caused by superstructure asymmetry. Using multi-story models, [23] concluded that the isolation system eccentricity as well as asymmetry and dynamic characteristics of the superstructure are both important generators of torsion in seismic isolated structures, nevertheless, that the torsional amplifications are reduced due to the isolation system. Similarly, [24] concluded that the base isolation system becomes less effective for greater eccentricities, since the displacements of the seismic isolation system are increased due to a larger contribution of torsion.

In reference [17], it was shown that the base displacement demand amplifications of an isolation system are big for large eccentricities of the asymmetric structure. This means that the asymmetry reduces the effectiveness of seismic isolation systems, since the more exposed isolators tend to deform plastically, while the others still remain elastic. In [18] the effect of a seismic isolation system eccentricity is studied even more in detail. It was concluded that a greater eccentricity of the seismic isolation system (the ratio between the eccentricity and the plan dimensions of the isolated structure is >15%) has an even more negative base displacements effect than the superstructure eccentricity and, therefore, an eccentric seismic isolation system should not be used in structural practice. In [16] it is pointed out that bigger torsional amplifications can be expected in the case of a mass eccentric structure than in the case of stiffness eccentric structures. Ref. [26] contrarily concludes that the eccentricity of the superstructure does not have a significant effect on the torsional amplifications of the base displacements. Additionally,

for the torsionally flexible seismic isolation systems and smaller base eccentricities, the maximum amplification of the response occurs at the stiff edge. Otherwise, for torsionally stiff isolation systems, the maximum amplifications occur at the flexible edge.

Seismically isolated structures can experience large displacements at the isolation level during strong earthquake excitations, especially for long-period impulse near-fault ground motions. To simply accommodate such large displacements, a sufficiently wide clearance is provided around the structure to accommodate these large bearing deformations. However, the width of a chosen seismic gap is limited because of practical and architectural constraints and the associated cost especially in metropolitan areas. Therefore, seismic pounding between adjacent structures became a commonly observed phenomenon during major earthquakes. Pounding may cause both architectural as well as structural damages and, in some cases, it may lead to collapse of the whole structure. For example, the earthquake that struck Mexico City in 1985 showed that pounding was present in over 40% of 330 collapsed or severely damaged buildings surveyed, and in 15% of all cases it led to collapse, as reported by [27,28]. During the 1989 Loma Prieta earthquake, there were over 200 pounding occurrences involving more than 500 buildings [29].

Many investigations have been carried out on pounding damage caused by past earthquakes [30–33], on mitigation of pounding hazards [34–38], and on modeling of pounding between structures [39–45]. Pounding between adjacent structures is a very complex phenomenon, which may involve plastic deformation, local crushing as well as fracturing at the contact. These nonlinear deformations are not easy to be incorporated into the modeling of pounding. Therefore, idealizations and assumptions have inevitably been used in theoretical models [39–41,44]. For example, structures have been idealized as rigid barriers, single-degree-of-freedom oscillators or multi-degree-of-freedom oscillators; pounding between structures have been modeled by linear dashpot-spring system or nonlinear impact model. Despite of these simplifications, theoretical analyses have been valuable in providing insight into the pounding mechanisms [42,43,45]. Several recent research works have investigated different issues of structural pounding including modeling, mitigation and finite element investigation [46–50].

An experimental investigation into an effective relaxation method for reducing severe structural damage due to pounding was presented by [51]. They found that the force, acceleration and velocity produced by earthquake-induced structural pounding are remarkably mitigated by inserting a soft shock-absorbing material into the separation seismic gap. The effects of seismic pounding on the response of base-isolated reinforced concrete buildings under bidirectional excitation were investigated by [52]. It was found that considering unidirectional excitation instead of bidirectional excitation for near-fault motions provides highly unconservative estimates of superstructure demands. A sloped V-shaped multi-roller isolation system was proposed by [53] and experimentally verified to provide pounding prevention mechanism.

However, none of the above studies has reduced torsional responses of isolated asymmetric structures to a degree close to its entire elimination. This is because they all depend on seismic

isolation systems having inherently dependent bearing and elastic stiffness mechanisms, which imposes serious limitations on tuning the isolator's elastic stiffness without affecting its bearing and damping mechanisms in addition to the dimensions of the isolation unit and consequently its overall behavior. Moreover, none of the above mentioned studies considered the potential of torsional pounding as the research in this area is still ongoing. Alternatively, this paper attempts to present another solution for significantly improving the seismic performance of asymmetric seismically-isolated buildings under sever near-fault (NF) earthquakes using the Roll-in-Cage (RNC) isolator [14,15,50,54–57]. Some of the most devastating earthquakes are near-fault type. In general, the near-fault earthquakes are nearly the most severe and destructive ground motions. The study considers minimizing, or even entirely eliminating, the torsional responses of RNC-isolated asymmetric buildings, besides prevention of their torsional pounding with adjacent structures under insufficient separation gaps with the surrounding adjacent structures. The main objective of this paper is the minimization/elimination of torsional responses of isolated buildings and its effect on their torsional pounding mitigation/elimination with closely spaced adjacent structures under near-fault earthquakes.

To minimize or prevent structural torsion of RNC-isolated structures, the RNC isolator has inherently independent bearing and pre-yield elastic stiffness mechanisms to allow for accurate and proper tuning of its elastic stiffness as required with no influence on its bearing mechanism nor on the resulting overall dimensions and behavior of the RNC isolator unit. To prevent seismic pounding of RNC-isolated asymmetric superstructure, the RNC isolator has an inherent self-stopping or buffer mechanism, which is able to draw down all the possible pounding of the superstructure downward to be inside the solid body of the RNC isolator. This buffer mechanism is activated if the peak bearing displacement exceeds a certain design displacement previously selected by the structural designer. For more information on the RNC isolator please refer to the above references by the authors. All studies are carried out using nonlinear time history analysis provided by the specialized computer code SAP2000 ([58]), as explained in details by [59]. It is to be emphasized that possible frictional pounding of asymmetric buildings with their closely spaced adjacent structures is not considered in this study. The reason is that the proposed methodology for minimizing or even eliminating torsion aims at forcing the asymmetric building to nearly behave as a symmetric building exhibiting no twist around a vertical axis, which is the only source of frictional pounding. Accordingly, the likely frictional pounding is assumed negligible until achieving the objectives of this paper without negatively influencing its scope.

4.2. *Asymmetric building structure considered*

Fig. 3 shows a schematic diagram of the RNC-isolated linear ten-story asymmetric structure, which is surrounded with a fixed-base rigid L-shaped adjacent structure for this study. The adjacent structure is assumed to be fixed-base and rigid non-deformable body to focus mainly on the effects of the proposed approach on the asymmetric structure itself under consideration.

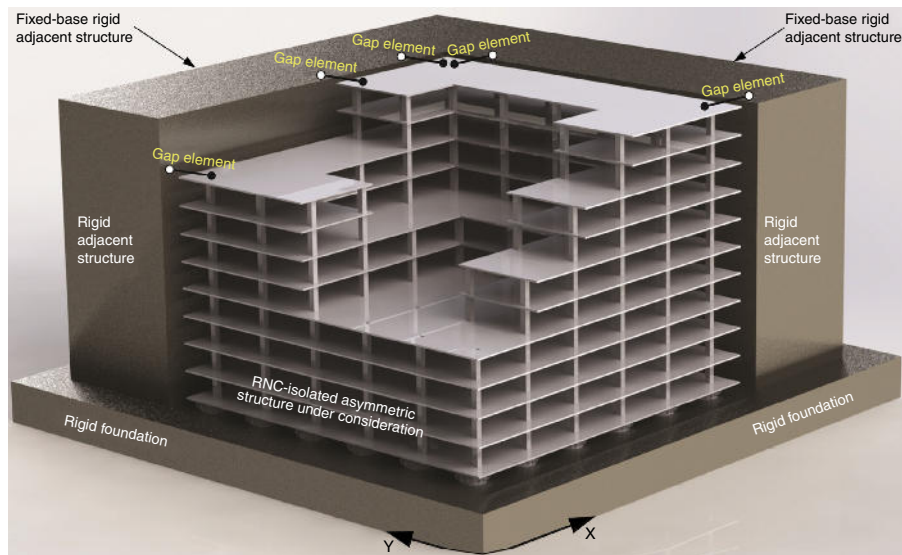


Figure 3. RNC-isolated 10-story asymmetric building partially surrounded with fixed-base rigid L-shaped adjacent structure.

In addition, such selection of that adjacent structure represents a virtual vertical surrounding limits that must not be exceeded by the RNC-isolated asymmetric structure under consideration in order to approach a realistic case of study in metropolitan near-fault zones. The L-shape of the adjacent rigid structure, of the same height, is chosen to consider possible simultaneous pounding in X and Y directions. The structure is an asymmetric 3D building of 5 bays, each of 8.0 m span, with outer end cantilevers of 2.5 m length in both horizontal directions. It has 10 floors besides the isolated base floor with a typical story height of 3.0 m. The horizontal structure's eccentricities between the centers of mass (CM) and rigidity (CR) are 2.5098 m and 0.9020 m in X and Y directions and are referred to as e_x and e_y , respectively. Those eccentricities are equivalent to 12.55% and 4.50% of half the in-plan structural dimensions in X and Y directions, respectively. The base isolated building is modeled as a shear type structure supported on 36 heavy-load RNC isolators, [50], one under each column. Each floor has two lateral displacement degrees of freedom (DOF) beside one rotational DOF around the vertical axis. The structure is excited by uni- and bidirectional horizontal earthquake components XX and YY directions.

The superstructure is assumed to remain elastic during the earthquake excitation and impact phenomenon. The construction material of the isolated structure is normal-weight reinforced concrete with a total material volume of 3738.40 m³ and the structure has a total weight of 93,460.0 kN. The structural foundation is assumed rigid and supported on rocky soil. The fixed-base structure has a fundamental period of 0.47696 s, while the first twenty natural modes of vibration are considered in the analysis. The structural damping ratio for all modes is fixed to 2.50% of the critical damping, [60,61]. The reason of using a low fundamental period in this study is to get the isolated superstructure more affected by the ground accelerations besides the contained displacements and velocity pulses in the near-fault ground motions. The intention is to investigate the proposed RNC isolator in these challenging loading conditions.

All studies are carried out in this paper using nonlinear time history analysis. Particularly, by using the method of fast nonlinear analysis of SAP2000, which is a modal time history analysis based on load-dependent Ritz vectors. The number of structural vibration modes included in the analysis are 20 modes. This number of modes was selected to achieve static modal load participation ratios of 100% in both X and Y directions, in addition to dynamic modal load participation ratios of 100% in X and Y directions too. Moreover, this number of modes was found necessary to entirely and properly capture the localized high frequency responses in the nonlinear link elements due to seismic pounding. Table 2 lists the main characteristics of those 20 considered vibration modes of the fixed-base asymmetric structure. The table shows that the majority of the natural vibration modes (13 modes out of 20) of the considered structure are torsional modes. To make sure that the drawn conclusions are not biased by analysis assumptions, some spot results are later checked using the time-consuming direct integration nonlinear time history analysis.

4.3. Properties of the used RNC isolators

Several RNC isolators are designed for this study. For example, one design is able to accommodate a travel design displacement, x_{des} , of 650 mm without losing its restoring capability. Just after exceeding that selected x_{des} , the self-stopping (buffer) mechanism is directly activated to stop motion over a stopping distance x_{brake} . The stopping distance depends mainly on pounding force intensity, F_{bB} , and the selected buffer stiffness k_b . That designed RNC isolator example is 1.35 m high. The outer diameter of the upper and lower bearing steel plates is 2.43 m. It is provided with 16 hysteretic mild steel dampers, [50], each has a diameter of 40 mm. To enable adequate vertical load capacity, the RNC isolator is provided with a linear hollow elastomeric cylinder around the rolling core to represent the main vertical load carrying capacity, while the rolling core

Table 2
Main characteristics of the considered 20 natural vibration modes of the fixed-base asymmetric structure.

Mode No.	Period (s)	Frequency (Cyc/s)	Circ. freq. (rad/s)	Modal participation mass ratio		Remarks
				Sum X dir. (unitless)	Sum Y dir. (unitless)	
1	0.47696	2.0966	13.173	0.027434	0.378701	Torsional mode
2	0.419375	2.3845	14.982	0.79579	0.430967	
3	0.370151	2.7016	16.975	0.820907	0.830063	Torsional mode
4	0.17319	5.774	36.279	0.840567	0.863519	Torsional mode
5	0.166683	5.9994	37.696	0.924516	0.878284	
6	0.155804	6.4183	40.328	0.927107	0.929638	Torsional mode
7	0.106399	9.3986	59.053	0.931865	0.937044	Torsional mode
8	0.104327	9.5852	60.226	0.959147	0.942289	
9	0.10268	9.739	61.192	0.961456	0.960815	Torsional mode
10	0.080553	12.414	78	0.963858	0.966774	Torsional mode
11	0.077928	12.832	80.628	0.973382	0.976665	
12	0.07683	13.016	81.78	0.981536	0.981107	Torsional mode
13	0.06406	15.61	98.083	0.982614	0.984939	Torsional mode
14	0.06302	15.868	99.702	0.98884	0.987604	
15	0.062464	16.009	100.59	0.990439	0.990432	Torsional mode
16	0.052794	18.942	119.01	0.991504	0.992628	Torsional mode
17	0.052285	19.126	120.17	0.996003	0.994693	
18	0.051629	19.369	121.7	0.997019	0.997081	Torsional mode
19	0.046724	21.402	134.47	0.997047	0.997689	Torsional mode
20	0.045928	21.773	136.8	0.998772	0.997808	

itself works as a secondary vertical support in this case. The inner and outer diameters of the hollow elastomeric cylinder are 1.73 m and 2.33 m, respectively. This linear elastomeric part was initially designed to follow some available recommendations of the Uniform Building Code, [62], and AASHTO, [63], to provide a minimum vertical load capacity of 4000.0 kN at the extreme deformed position of buffer and to provide several times that capacity at neutral or less deformed positions.

4.4. Gap element model

The direct seismic pounding of RNC-isolated asymmetric structure and the inner pounding of the RNC isolator are modeled using a Link/Support property of SAP2000 named the Gap element or “compression-only” property. The Gap element can be assigned to any deformational degree of freedom independently. Fig. 4 demonstrates the main components and connectivity of the Gap element in case of being used to model seismic pounding of the superstructure, as shown in Fig. 4(a), and to model the inner pounding of the RNC isolator, as shown in Fig. 4(b). The nonlinear force-deformation relationship of the Gap element is given by:

$$F_{\text{pounding}} = \begin{cases} k(d + \text{open}) & \text{if } (d + \text{open}) < 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (11)$$

where k is the spring constant, and “open” is the initial gap opening, which must be zero or positive.

The inner RNC isolator’s pounding as well as the seismic pounding of the RNC-isolated asymmetric structure are simulated using the gap elements. The gap elements representing RNC isolator pounding are located horizontally at the isolation level, while those gap elements representing structural pounding are placed horizontally at the topmost shared edges and corners

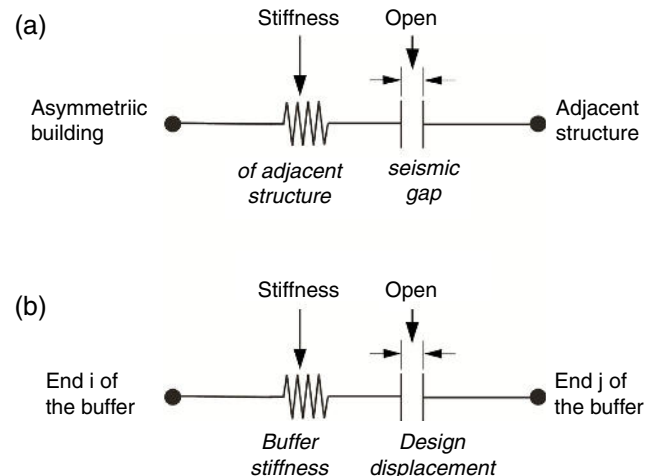


Figure 4. (a) A Gap element to model seismic pounding of superstructure; (b) A Gap element to model the RNC isolator’s inner pounding.

between the RNC-isolated structure and the adjacent structure, as demonstrated by Fig. 3. There are two main limitations of using the gap elements shown in Fig. 4. The first limitation is their unidirectional behavior. This difficulty was completely overcome in this paper to account for spatial collisions at the horizontal isolation plan and the topmost floors of the RNC-isolated and adjacent structures. Accordingly, two perpendicular gap elements are assigned to each RNC isolator (one along X and the other along Y directions). Similarly, another two identical and perpendicular sets of gap elements are used in X and Y directions to capture spatial structural pounding with adjacent structure, see the top most structural floors in Fig. 3. Moreover, both ends of each gap element are not restrained against spatial rotations. This allows the perpendicular gap elements to entirely capture any spatial pounding forces that are not central

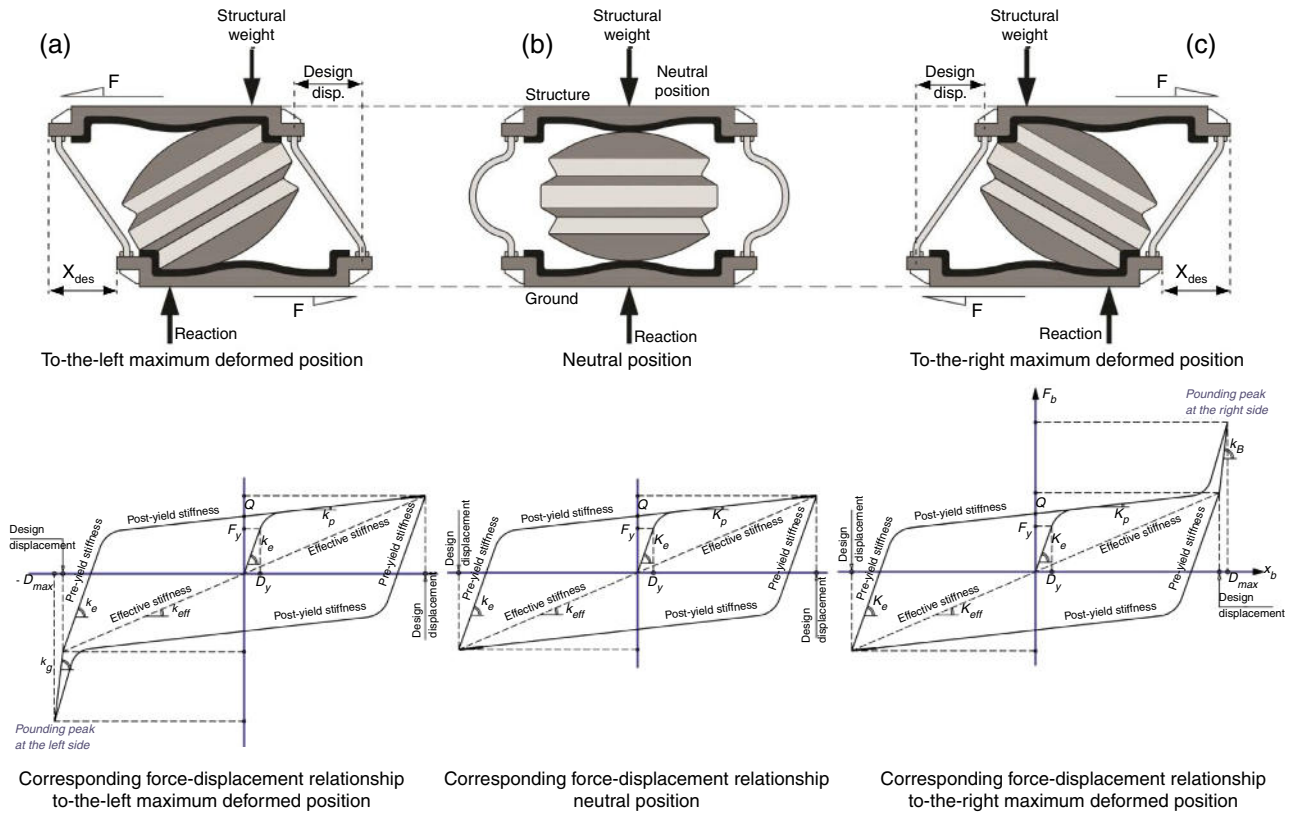


Figure 5. The integrated buffer mechanism of the RNC isolator at different positions and the corresponding force–displacement relationships: (a) to-the-left maximum deformed position; (b) neutral position; and (c) to-the-right maximum deformed position.

or collinear with the gap elements. The other limitation of the gap elements lies in their inability to model damping. Therefore, collision damping was conservatively neglected from the numerical simulation models, including structural and inner RNC isolator impact forces. Therefore, the proposed approach is conservative and is valid as long as the collision damping is relatively small and could be ignored, as was assumed in this paper. To approach a rigid behavior of the RNC isolator’s buffer, its biaxial lateral stiffness is chosen as $2.50 \times 106 \text{ kN/m}$. Similarly, the bidirectional lateral stiffness of the adjacent rigid structure is taken as $2.50 \times 106 \text{ kN/m}$ for the same reason.

4.5. RNC isolator’s buffer mechanism

Fig. 5 shows a RNC isolator design, for light to moderate weight structures, at neutral and maximum deformed positions together with the corresponding force–displacement relationship in each case. The force–displacement relationships shown in Fig. 5 are idealizations of those obtained using both numerical and experimental studies [64]. Different components of the RNC isolator are configured to provide a built-in buffer mechanism. The upper and lower bearing plates have vertical right angle edge-walls, along their outer perimeters, to conform to two corresponding right-angle grooves that are cut in the rolling core’s solid body. Both right-angle edge-walls and grooves constitute a stiff lock mechanism after a certain design displacement, x_{des} , that are specified by the structural designer, as shown in Figs. 5(a and c).

The rigid rolling core can work as a rigid link member in compression between the upper and lower bearing plates to stop the isolator motion at this point within a small braking distance. Such braking distance depends mainly on the shock severity and the lateral stiffness of the edge-walls of the bearing plates. The weight of the isolated shear structure prevents the rolling core from stepping over the vertical edge-walls. The buffer mechanism aims at preventing uncontrolled isolator displacement and to maintain the isolated structure stability under earthquakes stronger than a design earthquake. In addition, it could be particularly useful in avoiding direct pounding of RNC-isolated structures with surrounding adjacent structures in case of limited seismic gaps especially under severe ground motions, which is the main objective of this paper, since pounding (if any) will take place only within the solid metallic body of the RNC isolator.

Probably it is worth explaining the behavior of the RNC isolator just after exceeding a certain horizontal design displacement x_{des} , according to Fig. 5. The integrated buffer has a unique stiffness k_B , which is always higher than the dampers stiffness. The k_B is activated only after exceeding the design displacement and it is represented with the steeper slope in Fig. 5 in the first and the third quadrants. The activation of the buffer stiffness means deactivation of the dampers stiffness and conversely. The less steep slope is attributed to the less stiff metallic yield dampers, which are reactivated again when the buffer mechanism becomes deactivated as the RNC isolator reaches the end of stroke and start to reverse its direction of motion.

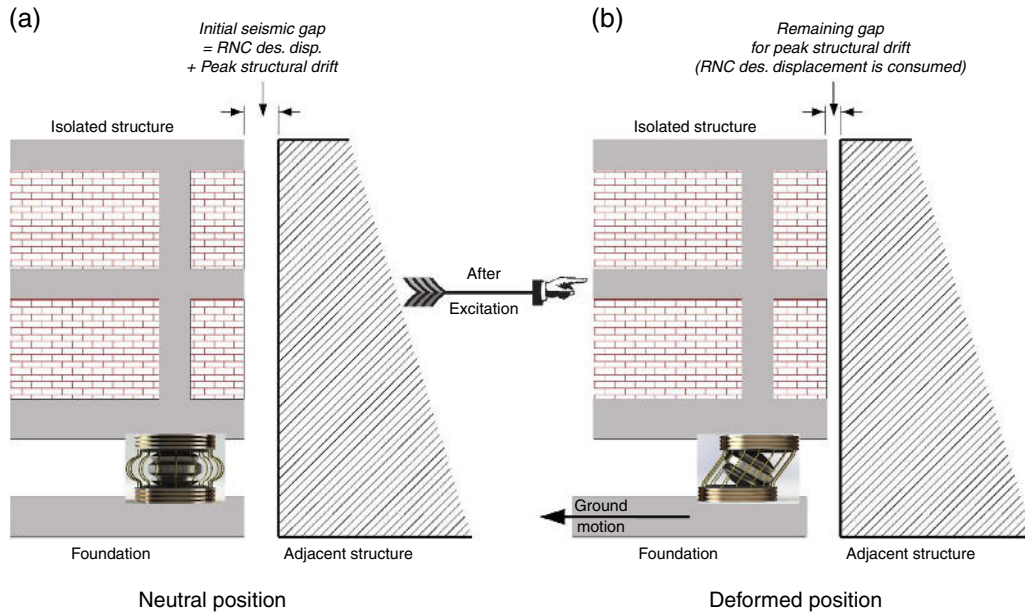


Figure 6. Mitigation strategy of direct structure-to-structure pounding using the RNC Isolator.

The followed strategy in this paper to minimize or eliminate torsional responses of RNC-isolated asymmetric structures is explained in details in the companion paper, Part II, while the strategy of seismic pounding elimination of the RNC-isolated superstructure is schematically explained in Fig. 6. According to Fig. 6, the seismic gap between a RNC-isolated structure and a surrounding adjacent structure is chosen to be a little bigger than the sum of the RNC isolator’s design displacement and the peak fixed-base structural drift, as shown in Fig. 6(a). During severe ground shaking, as shown in Fig. 6(b), the peak bearing displacement is limited to the previously chosen design displacement, while the remaining of the seismic gap could account for the peak structural drift. Since there is often a limit for seismic gaps, the structural designer could design the RNC isolator to always prevent direct seismic pounding of the RNC-isolated superstructure with closely spaced surrounding adjacent structures in two different ways. The first way is to permit inner pounding of the RNC isolator (if the amplified structural responses due to that inner pounding are within acceptable limits), while the second way is to entirely avoid the inner RNC isolator’s pounding by means of choosing more appropriate characteristics of the RNC isolator.

4.6. Equations of motion

The following assumptions applies to the structural system under consideration: (1) the superstructure remains within the elastic limit during the earthquake excitation and the non-linearity is concentrated only at the isolation elements; (2) the floors are assumed rigid in its own plane; (3) the structural columns are inextensible vertically providing the lateral stiffness of the structure; (4) the effects of soil-structure interaction

are neglected. The equations of motion for fixed-base structure under earthquake ground acceleration are expressed as

$$M_s \ddot{x}_s + C_s \dot{x}_s + K_s x_s = -M_s r \ddot{x}_g, \tag{12}$$

where M_s , C_s and K_s are the mass, damping, and stiffness matrices of the superstructure, respectively; $x_s = \{x_1, x_2, \dots, x_N\}^T$, \dot{x}_s and \ddot{x}_s the unknown relative floor displacement, velocity and acceleration vectors, respectively; vector of influence coefficients; \ddot{x}_g is the earthquake ground acceleration; and r is the vector of influence coefficients.

In the case of isolated structure, Eq. (12) becomes

$$M_s \ddot{x}_s + C_s \dot{x}_s + K_s x_s = -M_s r (\ddot{x}_b + \ddot{x}_g), \tag{13}$$

where \ddot{x}_b is the relative acceleration of the base mass. The corresponding equation of motion for the base mass under earthquake ground acceleration is expressed by

$$m_b \ddot{x}_b - c_1 \dot{x}_1 - k_1 x_1 + \eta F_b = -m_b \ddot{x}_g, \tag{14}$$

where m_b and F_b are the base mass and the restoring force developed in the isolation system, respectively; c_1 and k_1 are the first story damping and stiffness, respectively; and η is the number of isolators. The overall restoring force, F_b , of the RNC isolator is expressed as follows:

$$F_b = \begin{cases} F_{bH} + F_{bR} & \text{if } |x_b| < x_{des} \\ F_{bH} + F_{bR} + F_{bB} & \text{if } |x_b| > x_{des} \end{cases} \tag{15}$$

where x_b is the horizontal displacement of the isolator or the base mass relative to the ground; F_{bH} is the hysteretic restoring force component; F_{bR} is the recentering restoring force component; and F_{bB} is the buffer restoring force component of the RNC isolator. The hysteretic restoring force component, F_{bH} , of the RNC isolator is adequately simulated mathematically by the

standard form of the Bouc–Wen model of smooth hysteresis [65–67] as:

$$F_{bH} = \alpha kx + (1 - \alpha)D_y k z, \quad (16)$$

$$\dot{z} = D_y^{-1}(A\dot{x} - \beta|\dot{x}||z|^{n-1}z - \gamma\dot{x}|z|^n), \quad (17)$$

where x is the displacement, z is an auxiliary variable, F_{bH} is the isolator restoring force due to hysteretic yield dampers, αkx is the elastic force component, \dot{z} denotes the time derivative, $n > 1$ is a parameter that governs the smoothness of the transition from elastic to plastic response (yielding exponent), $D_y > 0$ is the yield constant displacement and $0 < \alpha < 1$ represents the post to pre-yielding stiffness ratio (k_p/k_e), while A , β and γ are non-dimensional parameters that govern the shape and size of the hysteresis loop.

The total recentering restoring force, F_{bR} , of the RNC isolator is expressed mathematically as:

$$F_{bR} = \frac{1}{2p} J_r \ddot{\theta}_r + \frac{1}{2} m_r (\ddot{x}_r + \ddot{x}_g) + \frac{1}{2p} W_s \left(\frac{x_b}{2} + c \right) + \frac{1}{2p} W_r c \quad (18)$$

where x_r is the relative-to-ground horizontal displacement of the ellipsoidal rolling core's center of gravity; θ_r is the rotation angle of the rolling core; x_b is the horizontal displacement of the isolator or the base mass relative to the ground; m_r and J_r are the mass and the moment of inertia of the rolling core; \ddot{x}_g is the ground acceleration; W_s is the structural weight; m_r and W_r are the mass and weight of the rolling core; expression $p = a \sin \theta \sin \theta_r + b \cos \theta \cos \theta_r$ is half the vertical distance between the lower and upper contact points of the rolling core with upper and lower bearing plates, respectively; $c = a \sin \theta \cos \theta_r - b \cos \theta \sin \theta_r$ is half the horizontal distance between the upper and lower contact points; a and b are the major horizontal and minor vertical radii of the ellipsoidal rolling core; θ is the eccentric angle. More on full mathematical modeling of the RNC isolator is found in Ref. [57].

To express mathematically the third component of the restoring force caused by buffer, F_{bB} , two cases have to be considered: (1) the isolator, or the isolated base, displacement x_b due to ground motion excitation is less than the design displacement x_{des} . In this case, the restoring buffer force component F_{bB} is set to zero; (2) the isolator displacement exceeds the previously set design displacement x_{des} , the buffer restoring force F_{bB} becomes nonzero and is proportional to the buffer stiffness k_B and the amount of x_b beyond x_{des} . A force-based impact model is used to model the buffer damping, assuming an impact spring and an impact damper exerting, in parallel, impact forces to the colliding RNC isolator's elements whenever the design distances are exceeded. In particular, when a contact is detected, the RNC isolator's impact restoring force component F_{bB} is estimated at each time step using the following formulas:

$$F_{bB} = \begin{cases} 0 & \text{if } |x_b| < x_{des} \\ k_B(t + \Delta t)\delta(t) + c_B\dot{\delta}(t) & \text{if } |x_b| > x_{des} \end{cases} \quad (19)$$

where $\delta(t)$ is the interpenetration depth ($x_b(t) - x_{des}$), $\dot{\delta}(t)$ is the relative velocity between the colliding bodies, k_B is the buffer spring's stiffness and c_B is the buffer impact damping coefficient. The latter is computed according to the following formulas, provided by [31], and based on the conservation of energy before and after impact:

$$C_B = 2\xi_B \sqrt{k_B \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad (20)$$

$$\xi_B = -\frac{\ln(\text{COR})}{\sqrt{\pi^2 + (\ln(\text{COR}))^2}} \quad (21)$$

where m_1 , m_2 are the masses of the two bodies, which are the superstructure above the RNC isolator and the foundation substructure below the RNC isolator; and COR is the coefficient of restitution, which is defined as the ratio of relative velocities after and before impact ($0 < \text{COR} \leq 1$), [33,68].

4.7. Near-fault earthquakes

Near-fault (NF) earthquakes' ground motion are characterized by one or more intense long-period velocity and displacement pulses that can lead to a large isolator displacement, [69,70]. Therefore, three pairs of NF ground motions having different intensities, velocity and displacement pulses are considered to evaluate the performance of the RNC isolator's self-stopping (buffer) mechanism. These pairs of NF ground motions are oriented in directions normal and parallel to the fault, where they were obtained from the near-most stations to the their fault rupture, with intensities that range from 0.27 g to 1.23 g to represent relatively low to severe intensity NF earthquakes. The peak ground accelerations (PGA), velocities (PGV) and displacements (PGD) against their corresponding time instants of each ground motion are listed in Table 3. On measuring the intensity of NF ground motions, [71] revealed that, the peak ground acceleration is a better representative intensity measure than the peak ground velocity. Accordingly, the used NF ground motions are sorted by their PGA in an ascending order.

Another measure of the ground motion characteristics is through comparing their response spectra. Fig. 7 compares the acceleration, velocity and displacement response spectra of the used three NF ground motions as well as the mean spectrum in each case. Figs. 7(a and b) justify the selection of an example structure with a fundamental period less than 0.50 s. Such selection produces high structural responses under the three NF earthquakes because of high spectral accelerations and velocities within that zone. This provides a challenging situation to examine the proposed solution of response improvement using the RNC isolator.

In the companion paper, Part II, the dynamic behavior improvement of RNC-isolated asymmetric structures is presented. Detailed numerical results are explained and discussed.

5. Summary and conclusions

This paper is the first of two companion papers. It first introduces the seismic isolation concept, development history and

Table 3
Main characteristics of the NF ground motions used in this study.

No.	Earthquake name	To be applied in direction	Year	Station name	Magnitude	Peak PGA	Accel. (g) time
1	Kobe, Japan 0°	X	1995	Takarazuka	6.90	0.69	6.02
	Kobe, Japan 90°	Y	1995	Takarazuka	6.90	0.67	6.16
2	Northridge 18°	X	1994	Sylmar – Conv. SE	6.69	0.83	3.51
	Northridge 288°	Y	1994	Sylmar – Conv. SE	6.69	0.49	6.59
3	San Fernando 164°	X	1971	Pacoima dam	6.61	1.23	7.76
	San Fernando 254°	Y	1971	Pacoima dam	6.61	1.16	8.53

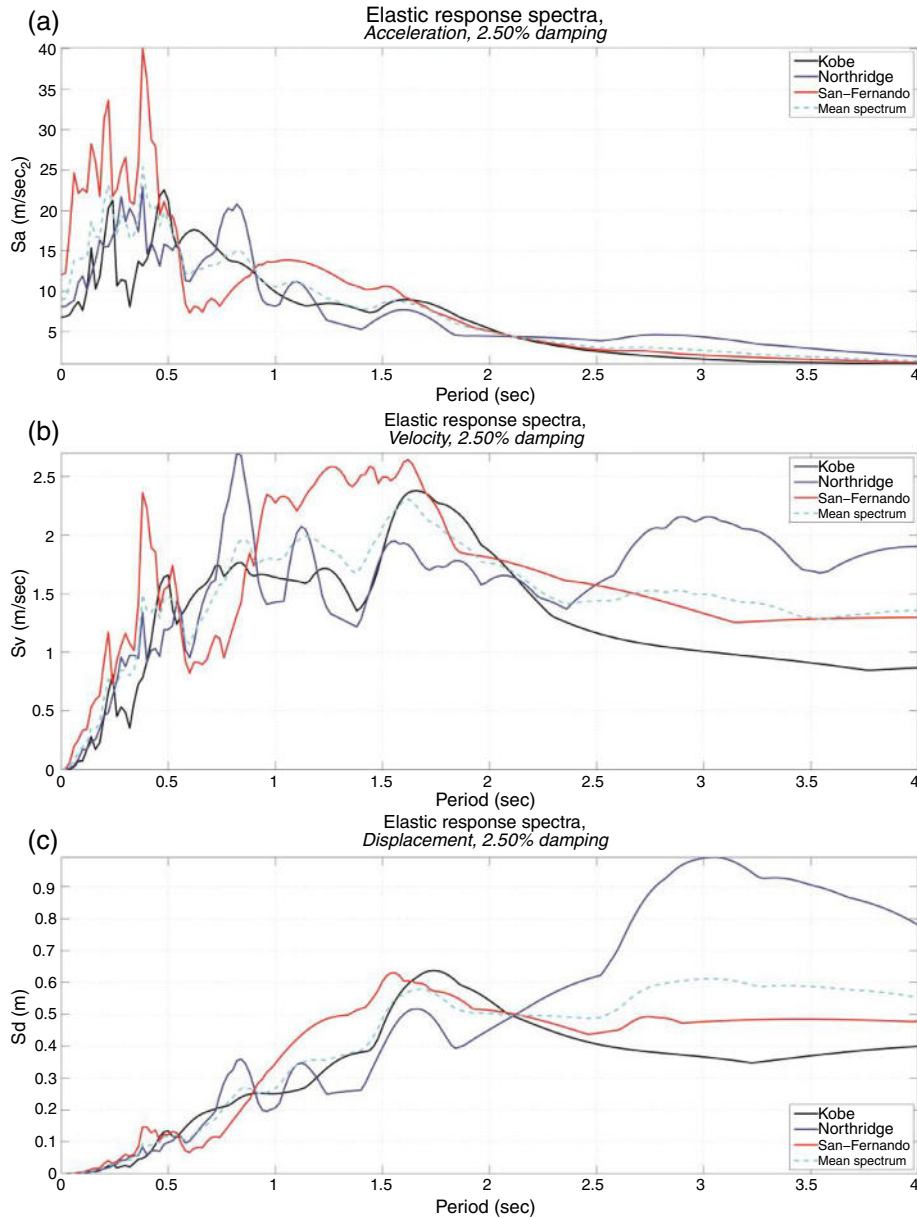


Figure 7. Elastic response spectra of the used NF ground motions applied in the XX direction, which represent the stronger seismic components of each used NF earthquake.

compares available (most widely used) seismic isolation systems, highlighting their advantages and disadvantages. Next, it motivates the need for continuous improvement of seismic isolation systems to attain (economic) high protection levels (against seismic hazards) simultaneously with minimizing

possibly arising drawbacks or side effects. Then, the paper presents a recently proposed seismic isolation device named Roll-in-Cage (RNC) isolator, as an example of improvement, which combines several desired mechanisms into a single unit. The second companion paper, Part II, addresses the possibility

of eliminating, or at least minimizing, the torsional responses of isolated asymmetric structures using the RNC isolator considering near-fault (NF) ground motions. Introduction of such case study is presented in the present paper, Part I.

References

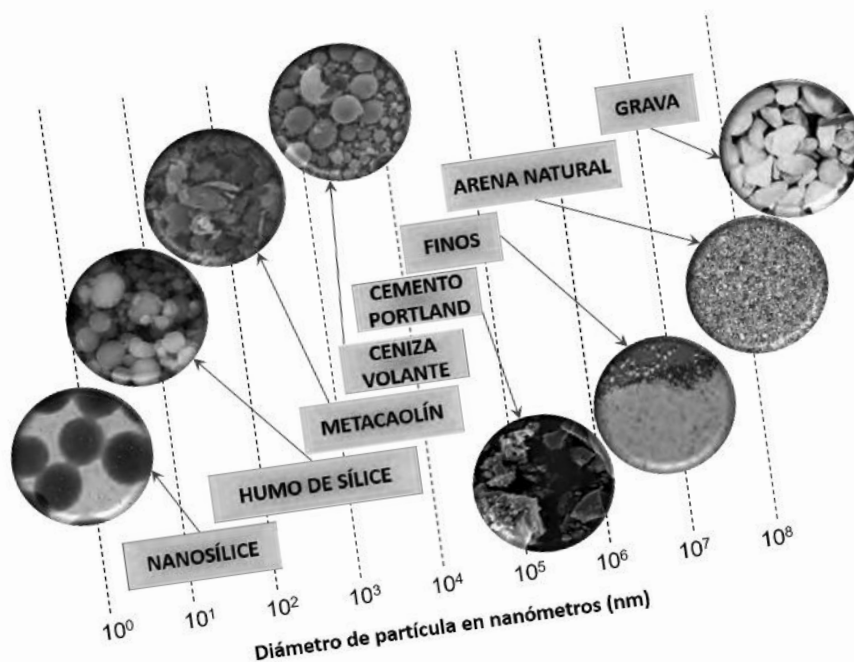
- [1] G.W. Housner, L.A. Bergman, T.K. Caughey, A.G. Chassiakos, R.O. Claus, S.F. Masri, R.E. Skelton, T.T. Soong, B.F. Spencer, J.T.P. Yao, Structural control: past, present, and future, *J. Eng. Mech. ASCE* 123 (1997) (Special Issue).
- [2] M. Izumi, State-of-the-art report: base isolation and passive seismic response control, in: IX Conference on Earthquake Engineering, vol. 8, Tokyo, Japan, 1988, pp. 385–396.
- [3] I.G. Buckle, R.L. Mayes, Seismic isolation history: application and performance – a world review, *Earthq. Spectra* 6 (1990) 161–201.
- [4] J.M. Kelly, Seismic base isolation: review and bibliography, *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 5 (1986) 202–216.
- [5] R.W. DeMontalk. Shock absorbing or minimizing means for buildings. U.S. Patent No. 1,847,820 (New Zealand Patent Granted 1929), 1932.
- [6] F.L. Wright, *An Autobiography: Frank Lloyd Wright*, Horizon Press, New York, 1977.
- [7] C. Arnold, Architectural considerations, in: *The Seismic Design Handbook*, 2nd ed., F. Naeim, 2001, pp. 275–326.
- [8] M.S. Caspe, Base isolation from earthquake hazards: and idea whose time has come, in: VIII World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, CA, 1984.
- [9] D. Jurukovski, Z. Rakicevic, Vibration base isolation development and application, in: Tenth European Conference on Earthquake Engineering, Duma ed., Balkema, Rotterdam, 1995, pp. 667–676.
- [10] W.H. Robinson, A.G. Tucker, A lead-rubber shear damper, *Bull. N. Z. Natl. Soc. Earthq. Engl. Natl. Soc. Earthq. Eng.* 10 (3) (1977) 151–153.
- [11] W.H. Robinson, A.G. Tucker, Test results for lead-rubber bearings for the William M. Clayton building, toe toe bridge, and waiotukupuna bridge, *Bull. N. Z. Natl. Soc. Earthq. Eng.* 14 (1) (1983) 21–33.
- [12] R.G. Tyler, W.H. Robinson, High-strain tests on lead-rubber bearings for earthquake loadings, *Bull. N. Z. Natl. Soc. Earthq. Eng.* 17 (1984) 90–105.
- [13] C.J. Derham, J.M. Kelly, A.G. Tomas, Nonlinear natural rubber bearings for seismic isolation, *Nucl. Eng. Des.* 84 (3) (1985) 417–428.
- [14] M. Ismail, An Innovative Isolation Device for Aseismic Design. PhD thesis. Doctoral program, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Technical University of Catalonia, Barcelona, Spain, 2009, <http://www.tdx.cat/handle/10803/6265> (accessed 10.10.09).
- [15] M. Ismail, J. Rodellar, F. Ikhouane, Method for the seismic isolation of a supported object. Patents no. WO2010000897A1, ES20080002043, P200802043, PCT/ES2009/000351, Spanish Office of Patents and Marks, 2008.
- [16] A. Tena-Colunga, J.L. Escamilla-Cruz, Torsional amplifications in asymmetric base-isolated structures, *Eng. Struct.* 29 (2) (2007) 237–247.
- [17] A. Tena-Colunga, L.A. Gómez-Soberón, Torsional response of base-isolated structures due to asymmetries in the superstructure, *Eng. Struct.* 24 (12) (2002) 1587–1599.
- [18] A. Tena-Colunga, C. Zambrana-Rojas, Dynamic torsional amplifications of base isolated structures with eccentric isolation system, *Eng. Struct.* 28 (1) (2006) 72–83.
- [19] J.M. Kelly, *Earthquake Resistant Design with Rubber*, Springer, London, 1993.
- [20] D.M. Lee, Base isolation for torsional reduction in asymmetric structures under earthquake loading, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 8 (1980) 349–359.
- [21] T.C. Pan, J.M. Kelly, Seismic response of torsionally coupled base isolated structures, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 11 (1983) 749–770.
- [22] R.K. Goel, A.K. Chopra, Inelastic seismic response of one-story asymmetric-plan systems: effect of stiffness and strength distribution, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 19 (1990) 949–970.
- [23] S. Nagarajaiah, A.M. Reinhorn, M.C. Constantinou, Torsional coupling in sliding base isolated structures, *J. Struct. Eng.* 119 (1993) 130–149.
- [24] R.S. Jangid, T.K. Datta, Nonlinear response of torsionally coupled base isolated structure, *J. Struct. Eng.* 120 (1994) 1–22.
- [25] M. Eisenberger, A. Rutenberg, Seismic base isolation of asymmetric shear buildings, *Eng. Struct.* 8 (1) (1986) 2–8.
- [26] C.E. Según, H.C. De la Llera, J.L. Almánza, Base–structure interaction of linearly isolated structures with lateral-torsional coupling, *Eng. Struct.* 30 (1) (2008) 110–125.
- [27] E. Rosenblueth, R. Meli, The 1985 Earthquake: Causes and Effects in Mexico City, Vol. 8(5), Concrete International, American Concrete Institute, 1986, pp. 23–24.
- [28] S.A. Anagnostopoulos, C.E. Karamaneas, Collision shear walls to mitigate seismic pounding of adjacent buildings, in: The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12–17, Beijing, China, 2008.
- [29] K. Kasai, B.F. Maison, Building pounding damage during the 1989 Loma Prieta earthquake, *Eng. Struct.* 19 (3) (1997) 195–207.
- [30] S.A. Anagnostopoulos, K.V. Spiliopoulos, An investigation of earthquake induced pounding between adjacent buildings, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 21 (1992) 289–302.
- [31] S.A. Anagnostopoulos, Pounding of buildings in series during earthquakes, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 16 (1988) 443–456.
- [32] K. Kasai, A.R. Jagiasi, V. Jeng, Inelastic vibration phase theory for seismic pounding mitigation, *J. Struct. Eng. ASCE* 122 (1996) 1136–1146.
- [33] V.K. Agarwal, J.M. Niedzwecki, J.W. Van de Lindt, Earthquake induced pounding in friction varying base isolated buildings, *Eng. Struct.* 29 (2007) 2825–2832.
- [34] B.D. Westermo, The dynamics of inter-structural connection to prevent pounding, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 18 (1989) 687–699.
- [35] R. Jankowski, K. Wilde, Y. Fujino, Pounding of superstructure segments in isolated elevated bridge during earthquakes, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 27 (1998) 487–502.
- [36] J. Penzien, Evaluation of building separation distance required to prevent pounding during strong earthquakes, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 26 (1997) 849–858.
- [37] A. Filiatrault, M. Cervantes, Separation between buildings to avoid pounding during earthquakes, *Can. J. Civil Eng.* 22 (1995) 164–179.
- [38] S. Mahmoud, A. Abd-Elhamed, R. Jankowski, Earthquake-induced pounding between equal height multi-storey buildings considering soil–structure interaction, *Bull. Earthq. Eng.* 11 (2013) 1021–1048.
- [39] R.O. Davis, Pounding of buildings modeled by an impact oscillator, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 21 (1992) 253–274.
- [40] H.S. Jing, M.H. Young, Random response of a single-degree-of-freedom vibro-impact system with clearance, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 19 (1990) 789–798.
- [41] G.D. Hahn, M.C. Valenti, Correlation of seismic responses of structures, *J. Struct. Eng. ASCE* 123 (1997) 405–413.
- [42] J.P. Wolf, P.E. Skrikerud, Mutual pounding of adjacent structures during earthquakes, *Nucl. Eng. Des.* 57 (1980) 253–275.
- [43] M. Papadarakakis, C. Apostolopoulou, A. Zacharopoulos, S. Bitzarakis, Three-dimensional simulation of structural pounding during earthquakes, *J. Eng. Mech. ASCE* 122 (1996) 423–431.
- [44] R. Jankowski, Non-linear viscoelastic modelling of earthquake-induced structural pounding, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 34 (2005) 595–611.
- [45] S. Muthukumar, R. DesRoches, A hertz contact model with non-linear damping for pounding simulation, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 35 (2006) 811–828.
- [46] P. Komodromos, Simulation of the earthquake-induced pounding of seismically isolated buildings, *Comput. Struct.* 86 (2008) 618–626.
- [47] R. Jankowski, Nonlinear FEM analysis of pounding-involved response of buildings under non-uniform earthquake excitation, *Eng. Struct.* 37 (2012) 99–105.
- [48] D.R. Pant, A.C. Wijeyewickrema, Structural performance of a base-isolated reinforced concrete building subjected to seismic pounding, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 41 (2012) 1709–1716.
- [49] S. Efraimiadou, G.D. Hatzigeorgiou, D.E. Beskos, Structural pounding between adjacent buildings subjected to strong ground motions. Part I: the effect of different structures arrangement, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 42 (2013) 1509–1528.

- [50] M. Ismail, J.R. Casas, Evaluation and refinement of closely-spaced buildings' performance under near-fault ground motions, *Struct. Infrastruct. Eng.* (2015, January), <http://dx.doi.org/10.1080/15732479.2014.993660>.
- [51] H. Takabatake, M. Yasui, Y. Nakagawa, A. Kishida, Relaxation method for pounding action between adjacent buildings at expansion joint, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 43 (2014) 1381–1400.
- [52] D.R. Pant, A.C. Wijeyewickrema, Performance of base-isolated reinforced concrete buildings under bidirectional seismic excitation considering pounding with retaining walls including friction effects, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 43 (2014) 1521–1541.
- [53] S.J. Wang, J.S. Hwang, K.C. Chang, C.Y. Shiau, W.C. Lin, M.S. Tsai, J.X. Hong, Y.H. Yang, Sloped multi-roller isolation devices for seismic protection of equipment and facilities, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 43 (2014) 1443–1461.
- [54] M. Ismail, J. Rodellar, F. Ikhoulane, An innovative isolation bearing for motion-sensitive equipment, *J. Sound Vib.* 326 (3–5) (2009) 503–521.
- [55] M. Ismail, J. Rodellar, F. Ikhoulane, An innovative isolation device for aseismic design, *J. Eng. Struct.* 32 (2010) 1168–1183.
- [56] M. Ismail, J. Rodellar, F. Ikhoulane, Performance of structure-equipment systems with a novel roll-n-cage isolation bearing, *Comput. Struct.* 87 (2009) 1631–1646.
- [57] M. Ismail, J.R. Casas, J. Rodellar, Near-fault isolation of cable-stayed bridges using RNC isolator, *Eng. Struct.* 56 (2013) 327–342.
- [58] SAP, SAP2000 release 16 documentation, Computers and Structures Inc., Berkeley, CA, 2013.
- [59] M. Ismail, F. López-Almansa, A. Benavent-Climent, L.G. Pujades-Beneit, Finite element code-based modelling of a multi-feature isolation system and passive alleviation of possible inner pounding, *Int. J. Adv. Struct. Eng.* 6 (3) (2014) 1–23.
- [60] D.R. Pant, A.C. Wijeyewickrema, M.A. ElGawady, Appropriate viscous damping for nonlinear time-history analysis of base-isolated reinforced concrete buildings, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 42 (2013) 2321–2339.
- [61] J. Scheller, M.C. Constantinou, Response history analysis of structures with seismic isolation and energy dissipation systems: verification examples for program sap2000. Technical Report, Buffalo, New York, MCEER-99-0002, 1999, pp. 14260–14300.
- [62] UBC, Uniform building code, in: International Conference of Building Officials, California, USA, 1997.
- [63] AASHTO LRFD, Bridge Design Specifications, SI Units, third ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, 2005.
- [64] M. Ismail, An isolation system for limited seismic gaps in near-fault zones, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 44 (7) (2015) 1115–1137.
- [65] Y.K. Wen, Method for random vibration of hysteretic systems, *J. Eng. Mech. Div.* 102 (EM2) (1976) 246–263.
- [66] F. Ikhoulane, V. Mañosa, J. Rodellar, Dynamic properties of the hysteretic Bouc-Wen model, *Syst. Control Lett.* 56 (2007) 197–205.
- [67] M. Ismail, F. Ikhoulane, J. Rodellar, The hysteresis Bouc-Wen model, a survey, *J. Arch. Comput. Methods Eng.* 16 (2009) 161–188.
- [68] P. Komodromos, P.C. Polycarpou, L. Papaloizou, M.C. Phocas, Response of seismically isolated buildings considering poundings, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 36 (2007) 1605–1622.
- [69] R.S. Jangid, J.M. Kelly, Base isolation for near-fault motions, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 30 (2001) 691–707.
- [70] D. Murat, B. Srikanth, Equivalent linear analysis of seismic-isolated bridges subjected to near-fault ground motions with forward rupture directivity effect, *Eng. Struct.* 29 (2007) 21–32.
- [71] N. Makris, C.J. Black, Evaluation of peak ground velocity as a good intensity measure for near-source ground motions, *Eng. Mech. (ASCE)* 130 (9) (2004) 1032–1044.

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

Hormigones de escorias activadas alcalinamente. Comportamiento mecánico y durable

Alkali-activated slag concretes. Mechanical and durability behaviour

Manuel Torres-Carrasco, Maria del Mar Alonso*, Paz Guarner, Ana Zamora y Francisca Puertas

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc-CSIC), Madrid, España

Recibido el 7 de abril de 2017; aceptado el 12 de abril de 2017

Disponible en Internet el 30 de mayo de 2017

Resumen

El trabajo tiene como objetivo evaluar las resistencias mecánicas y la durabilidad de hormigones de escorias activadas alcalinamente (AASC) utilizando como activador una disolución de silicato sódico hidratado. El comportamiento de estos hormigones en términos de resistencia y porosidad es comparable al rendimiento observado en los hormigones de cemento Portland. Los ensayos realizados mostraron que los hormigones de escoria activada alcalinamente exhibieron una buena durabilidad frente a la penetración de cloruros (multirrégimen UNE 83987) y un buen comportamiento de adherencia a barras de acero corrugado (ensayo de pull-out) comparable a los hormigones de cemento Portland.

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

Palabras clave: Activación alcalina; Hormigón; Sostenibilidad; Durabilidad; Adherencia

Abstract

The present study aimed to evaluate the mechanical strengths and durability in alkali activated slag concretes (AASC) using a solution of sodium silicate hydrate as activator. The behaviour of these concretes, in terms of strength and development of porosity, was comparable to the performance observed in ordinary Portland cement concretes. The trials conducted in this study showed that alkali-activated slag concretes exhibited good durability against chloride permeability (UNE 83987) and good adherence behaviour of corrugated steel bars (pull-out test) comparable to Portland concretes.

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

Keywords: Alkali activation; Concrete; Sustainability; Durability; Adherence

1. Introducción

Desde hace más de 20 años, el estudio y desarrollo de cementos y hormigones obtenidos por la activación alcalina de diferentes materiales (AAM) ha sido objeto de gran interés tanto por parte de la comunidad científica [1–6] como del sector industrial. Estos cementos y hormigones de AAM se basan en la activación alcalina de aluminosilicatos (naturales o artificiales) por medio de hidróxidos, silicatos y carbonatos

alcalinos. En su fabricación tienen en muchas ocasiones como materias primas de partida (o precursores) residuos o sub-productos industriales que se valorizan, lo que contribuye, además, a conseguir beneficios económicos y medioambientales [7–10]. Los hormigones de escorias activados alcalinamente (alkali activated slag concrete [AASC]) destacan por presentar menos emisiones de efecto invernadero (especialmente de CO₂), así como por requerir menores aportes energéticos y menores contenidos de agua [11]. Los AASC poseen además una serie de propiedades que los hacen muy interesantes tanto desde el punto de vista mecánico-resistente como durable [12–17].

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: mmalonso@ietcc.csic.es (M.d.M. Alonso).

Tabla 1
Composición química de la escoria y del cemento empleado (FRX)

Material	Óxido (% en peso)										
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MnO	MgO	CaO	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	P ₂ O ₅	PC ^a
Escoria	38,71	10,46	0,33	0,21	7,58	40,62	0,54	0,35	0,37	0,05	0,30
OPC	21,69	5,88	2,55	0,03	1,56	59,01	0,79	1,24	0,13	0,12	2,75

^a PC: pérdida por calcinación a 1.000 °C.

Tabla 2
Dosificación y características de los hormigones preparados

Nombre	Tipo de activador	Ligante (kg/m ³)	SiO ₂ /Na ₂ O	L/S ^a	Asentamiento-Cono de Abrahams (mm)	pH líquido de amasado
AASC	Silicato sódico (waterglass)	357	1,2	0,5	45	13,8
OPCC	Agua	357		0,5	35	7,0

^a N/S: relación líquido/sólido.

Para poder desarrollar y validar (y por lo tanto producir) los hormigones de AAM es necesario tener un conocimiento preciso de sus prestaciones y su comportamiento en igualdad de condiciones que los hormigones de cemento Portland (OPCC). Es por ello que en este trabajo se ha realizado un estudio comparativo en lo que se refiere al comportamiento mecánico (resistencias), microestructural (porosidad), durable (permeabilidad a los iones cloruros) y estructural (ensayo de adherencia) entre hormigones OPCC y hormigones AASC.

2. Parte experimental

2.1. Materiales

En la preparación de los hormigones se utilizaron como ligantes un cemento Portland (CEM I 52,5R - OPC) y una escoria vítrea de alto horno, cuyas composiciones químicas se muestran en la [tabla 1](#). La escoria de alto horno presenta una superficie específica (Blaine) de 346 m²/kg y una densidad específica de 2.880 kg/m³. El cemento Portland empleado presenta una superficie específica de 420 m²/kg y una densidad de 3.100 kg/m³. Los diferentes áridos silíceos empleados también fueron caracterizados. El árido fino (0-4 mm) presentó una densidad de 2.600 kg/m³ y una absorción de 0,23%; mientras que los áridos gruesos empleados (4-8 y 8-12 mm) presentaron una densidad de 2.640 kg/m³ y absorciones de 0,40 y 0,36%, respectivamente.

2.2. Preparación de hormigones

Los hormigones fueron diseñados con una dosificación de 357 kg/m³ ([tabla 2](#)). Esta dosificación se eligió con base en trabajos previos descritos en la literatura [18]. La disolución alcalina empleada en la activación de los hormigones de escorias fue una disolución comercial de silicato sódico hidratado (waterglass), con una composición del 27% de SiO₂, 8% de Na₂O y 65% de H₂O en peso de la marca MERCK, manteniendo un módulo de SiO₂/Na₂O = 1,2. Los hormigones de OPCC se prepararon con agua destilada y se empleó un tiempo de amasado de 3 min.

La metodología llevaba a cabo en la preparación de los hormigones alcalinos fue la siguiente: la escoria y los diferentes áridos fueron mezclados en la hormigonera durante un tiempo

de 3 min; posteriormente, la disolución activadora fue añadida y se mezcló durante 12 min. Al emplearse silicato sódico como activador, fue necesario más tiempo de amasado que el establecido convencionalmente, con el fin de romper los aglomerados iniciales (muy probablemente debidos a la formación de un gel primario similar a un C-S-H), que provoca un endurecimiento y fraguados rápidos que afectan negativamente a la trabajabilidad de estos AASC [19,20]. Todos los hormigones fueron curados durante 24 h a temperatura ambiente y, posteriormente, en cámara T^a = 20 ± 1 °C y humedad relativa del 99% hasta la edad de ensayo.

2.3. Resistencias a compresión, porosidad y absorción de agua

Se ensayaron probetas cúbicas de hormigón (15 × 15 × 15 cm) para determinar su resistencia a la compresión de acuerdo con la Norma UNE-EN 12390-3. El ensayo se llevó a cabo a los 7, 28 y 56 días de curado. El ensayo se realizó por triplicado para cada edad.

A estas mismas edades, se determinaron la porosidad total y la distribución del tamaño de poro mediante porosimetría de intrusión de mercurio en un Micromeritics Autopore IV 9500. Se prepararon muestras de un tamaño de 10 × 10 × 10 mm de tal forma que se pudiera analizar tanto matriz cementante como áridos. Asimismo, se llevaron a cabo ensayos de absorción de agua en las muestras de hormigón mediante la norma EN 13320, Anexo C.

2.4. Ensayo de durabilidad de cloruros (UNE 83987)

El ensayo se realizó con objeto de evaluar la durabilidad de los hormigones (OPCC y AASC) frente a la penetración de los iones cloruro. La resistencia a la penetración de cloruros en los hormigones se midió a través del cálculo del coeficiente de migración de los iones cloruro mediante el método acelerado o multirrégimen (UNE 83987) y el cálculo de difusión natural.

El ensayo se realizó sobre probetas de hormigón endurecido sin armadura en su interior. Se utilizaron probetas cilíndricas, con caras planas y sensiblemente perpendiculares a su

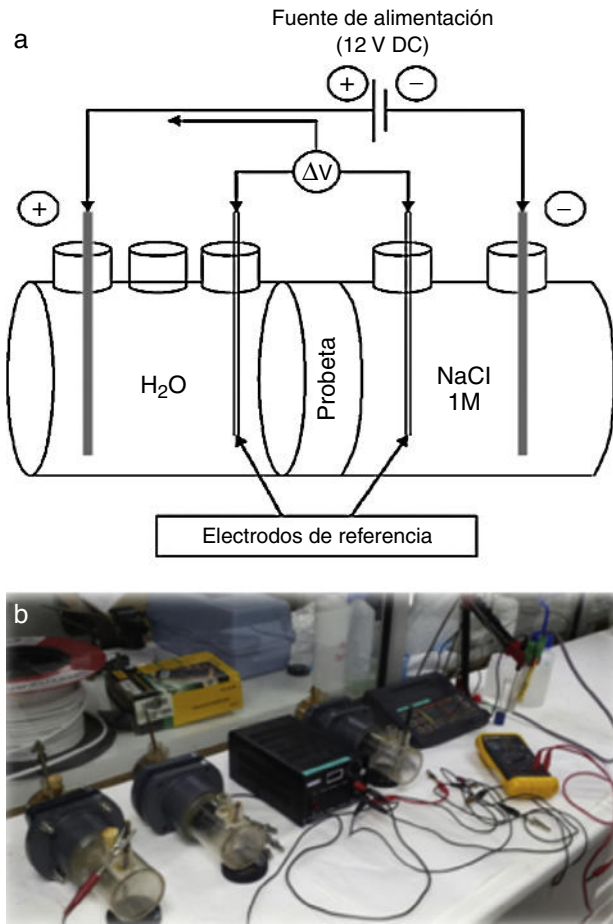


Figura 1. a) Esquema de la instalación del ensayo; b) montaje del ensayo multirrégimen.

generatriz, con un diámetro mínimo de 7,5 cm, y altura de 2 cm. Todas las probetas fueron acondicionadas para el ensayo, ya que se saturaron en agua para evitar el transporte de los cloruros por absorción capilar. Las probetas fueron expuestas a una disolución de NaCl 1M por una cara y a agua desionizada en la opuesta, aplicando un campo eléctrico entre ambas (12 V) para

forzar la migración de cloruros. Siguiendo la norma UNE 83987 se calculó la evolución en el contenido de cloruros en el anolito a través de la medida de su conductividad a diferentes tiempos hasta alcanzar el estado estacionario. En la figura 1 se muestra un esquema de la instalación y el montaje del ensayo.

2.5. Ensayo de adherencia (pull-out)

El principio del ensayo consiste en aplicar una carga de tracción a una barra de acero incrustado en una longitud determinada en el interior de un cubo de hormigón, permaneciendo el otro extremo de la barra sin ningún tipo de tensión. La relación existente entre la fuerza de tracción aplicada y el desplazamiento producido (es decir, el desplazamiento relativo entre el acero y el hormigón) se mide hasta que se produce el fallo. La fuerza de tracción se va incrementando hasta que se produce el fallo de la adherencia o hasta que rompe el acero para armar.

Se fabricaron probetas de hormigón cúbicas de $20 \times 20 \times 20$ cm de lado con una barra corrugada en medio de 8 mm de diámetro. Se controló la longitud de contacto entre la barra de acero y el hormigón, cubriendo parte de la barra con un tubo de plástico. Para el ensayo se dejaron libres 4 cm de barra, los cuales están en contacto directo con el hormigón, cubriéndose los 16 cm restantes. La velocidad que se aplicó fue de 0,2 kN/s, empleándose un gato Enerpac hueco, un equipo de aplicación de carga Servosis y 3 transductores de desplazamiento tipo DG para medir el movimiento relativo entre la barra y la probeta de hormigón. El ensayo se realizó a la edad de 28 días. En la figura 2 se muestra el montaje del ensayo.

3. Resultados y discusión

3.1. Resistencias a compresión, porosidad y absorción de agua

En la figura 3a se muestran los resultados de las resistencias a compresión de las probetas de hormigón a las edades de

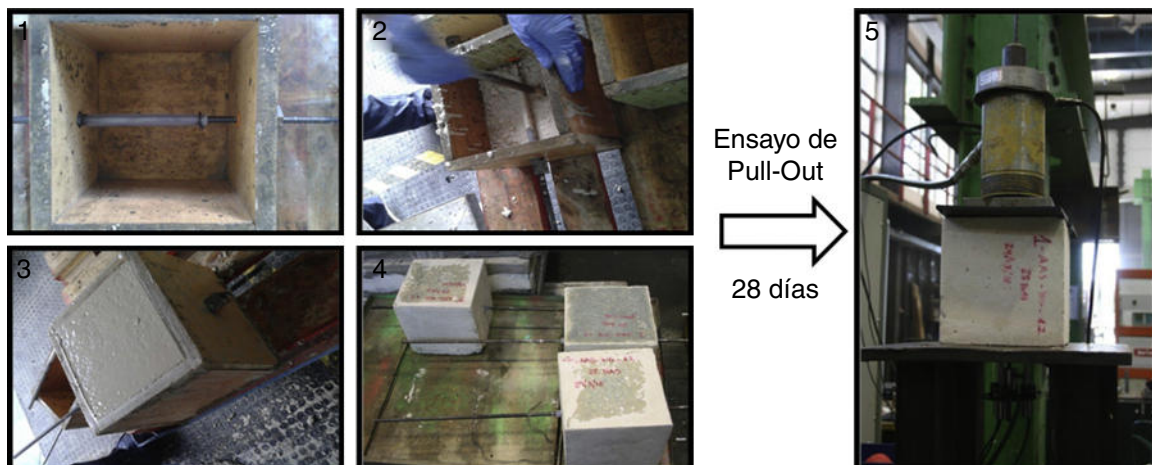


Figura 2. Procedimiento para el ensayo de pull-out: 1) moldes $15 \times 15 \times 15$ cm con barra de acero; 2) llenado de moldes; 3) curado de los hormigones; 4) probetas a ensayar a los 28 días; 5) ensayo de pull-out.

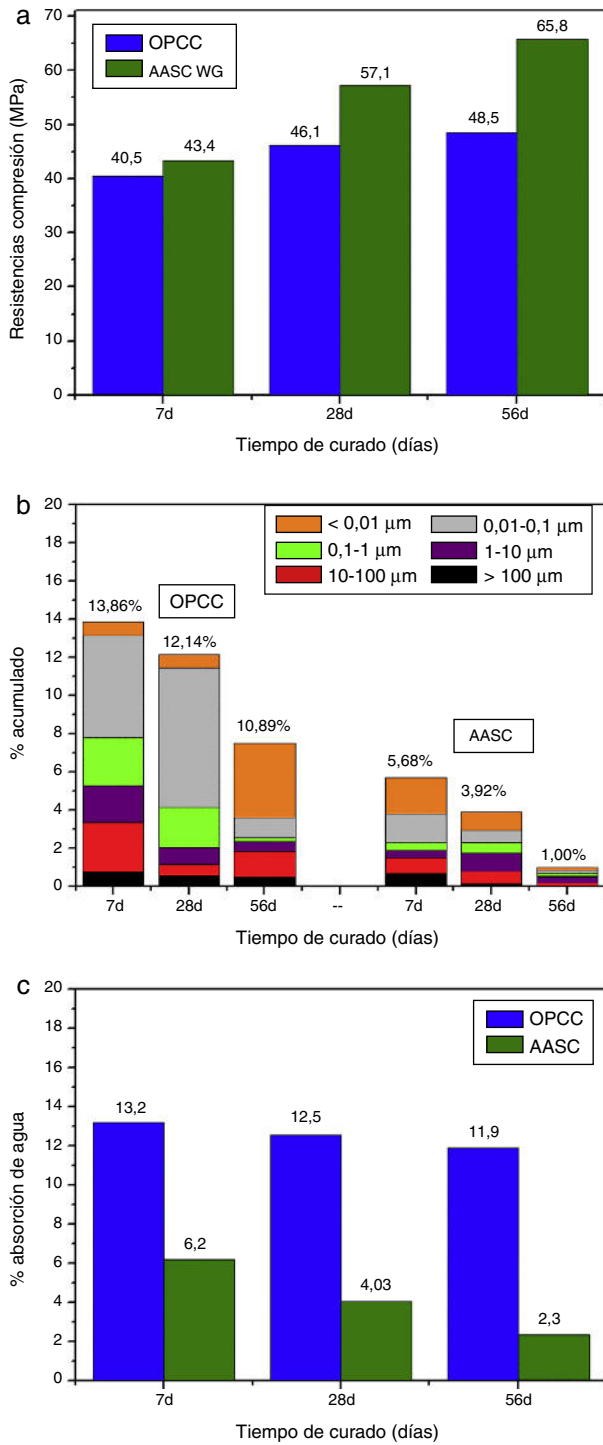


Figura 3. a) Resistencias a compresión; b) porosidad total y distribución de tamaño de poro determinado mediante porosimetría de intrusión de Hg, y c) porosidad total mediante absorción de agua de los hormigones de cemento Portland (OPCC) y hormigones de escorias activados alcalinamente (AASC) a las edades de 7, 28 y 56 días.

curado de 7, 28 y 56 días. En todos los sistemas, a medida que el tiempo de curado aumenta, se puede apreciar un incremento en los valores resistentes, independientemente del tipo de material conglomerante empleado. Sin embargo, en el caso de los hormigones AASC es donde este incremento se hace más notable, sobre todo a edades más avanzadas (56 días).

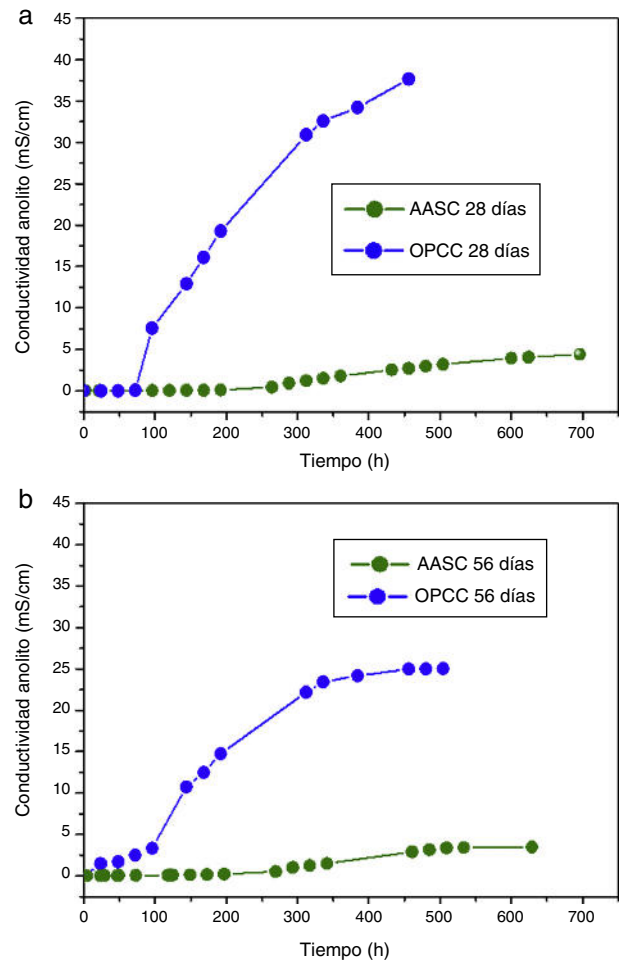


Figura 4. Conductividad del anolito de la celda para los hormigones de cemento Portland (OPCC) y hormigones de escorias activados alcalinamente (AASC) en el ensayo acelerado de multirrégimen: a) 28 días; b) 56 días.

Estos resultados de resistencias mecánicas obtenidas para los hormigones de OPCC y AASC se encuentran relacionados con los valores de porosidades obtenidos mediante porosimetría de intrusión de mercurio y mediante absorción de agua. En la figura 3b,c se muestran los resultados, donde los valores de porosidad total (determinado por ambos ensayos) siempre fueron mayores para los hormigones de OPCC a todas las edades de ensayo, existiendo una diferencia de entre el 50-90% con los hormigones AASC. Además, se puede observar en la figura 3b un refinamiento de la estructura porosa tanto en los hormigones de OPCC como de AASC a medida que avanza la edad de ensayo. Destaca la elevada mesoporosidad en los AASC, más evidente cuanto mayor es la edad de ensayo.

3.2. Ensayo de durabilidad de cloruros (UNE 83987)

En la figura 4 se muestra la conductividad media en el anolito de las diferentes celdas (3 por cada tipo de probeta y tiempo de curado, 28 y 56 días) mediante el método acelerado de multirrégimen descrito en la parte experimental.

Como se puede observar, existen diferencias importantes en los valores de conductividad entre el

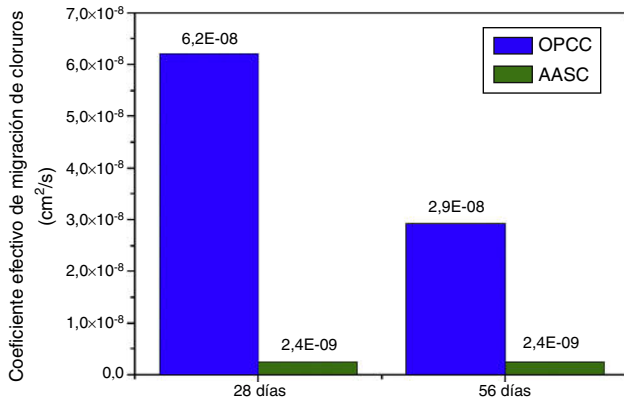


Figura 5. Coeficiente efectivo de migración en el estado estacionario de cloruros en los hormigones de cemento Portland (OPCC) y hormigones de escorias activados alcalinamente (AASC) a las edades de 28 y 56 días mediante el método acelerado de multirrégimen.

hormigón OPCC y el hormigón AASC. A la edad de 28 días de curado, el OPCC empieza a alcanzar un valor de conductividad constante (en torno a los 35 mS/cm) a las 400 h del ensayo, indicativo de que la etapa correspondiente al estado estacionario está finalizando, la cual comienza aproximadamente a las 100 h y termina a las 300 h del ensayo.

Por contra, el AASC alcanza un valor de conductividad muy bajo durante todo el ensayo (en torno a 5 mS/cm), el cual se alarga hasta las 700 h, en donde ya se dio por finalizado. A la edad de 56 días, ambos sistemas presentaron valores de conductividad más bajos que a la edad de 28 días, sobre todo en el OPCC, siendo esta diferencia aproximadamente del 37%. Sin embargo, el AASC no presentó tanta diferencia en los valores de conductividad, pero siempre se mantuvo por debajo de los 5 mS/cm. Los comportamientos de conductividad obtenidos en el anolito están directamente relacionados con la porosidad del sistema [21]. Estos resultados concuerdan con la porosidad total de ambos hormigones, ya que el mayor refinamiento de la estructura porosa y la menor porosidad total conducen a una reducción de la movilidad de los iones cloruros en el interior de los poros del hormigón.

En la figura 5 se muestra el coeficiente efectivo de migración de cloruros en el estado estacionario calculado a partir de los resultados de conductividad de la figura 4. El coeficiente en el estado estacionario es claramente inferior en los hormigones AASC a las edades de 28 y 56 días. En lo referente al OPCC cuando el tiempo de curado aumenta, se produce una disminución en la migración de los iones cloruros, es decir, cuesta más su penetración a través de la muestra debido a que su porosidad total es menor (fig. 3).

Estos resultados son comparables a los ya establecidos en otros estudios, en donde se evaluó el riesgo a la corrosión de estos sistemas activados alcalinamente frente a sistemas convencionales de hormigones de cemento Portland mediante la norma ASTM C1202 [15]. De acuerdo con esta norma, los hormigones AASC se clasifican como hormigones con una baja permeabilidad a los iones cloruro, mientras que los hormigones OPCC son clasificados con una alta/moderada permeabilidad a los cloruros, siendo, por tanto, más susceptibles a sufrir deterioros por

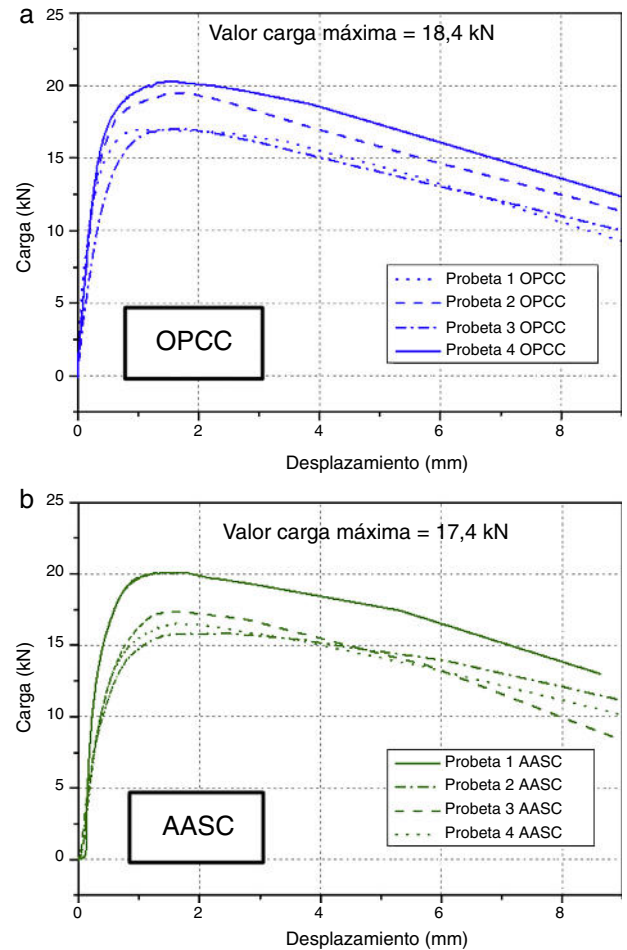


Figura 6. Relación tensión de adherencia-deslizamiento de la barra de acero corrugada en hormigones de cemento Portland (OPCC) y hormigones de escorias activados alcalinamente (AASC).

corrosión. Sin embargo, no se recomienda emplear la norma ASTM C1202 para determinar la permeabilidad a los iones cloruro en los sistemas activados alcalinamente, debido principalmente a que el transporte iónico (al aplicar un voltaje de 60 V durante 6 h) no solo depende de la estructura de los poros, sino también de la composición química/iónica existente en la solución del poro [22–24]. Al tratarse de disoluciones activadoras alcalinas, la presencia de especies iónicas, tales como Na^+ y OH^- en los poros, influye en los resultados del ensayo [25–27]. Es por ello que el ensayo multirrégimen nos da una información más fiable del comportamiento de los iones cloruros en los sistemas activados alcalinamente a partir de los valores de conductividad que alcanzan durante el tiempo que dura el ensayo.

3.3. Ensayo de adherencia

Los resultados de adherencia en los hormigones estudiados obtenidos mediante el ensayo de pull-out se muestran en la figura 6. El comportamiento de adherencia del hormigón sobre las barras de acero fue muy similar en ambos sistemas, donde la

carga máxima que provocó el desplazamiento de las barras de acero fue alrededor de 18 kN.

A diferencia de lo ocurrido en los resultados de permeabilidad a los iones cloruro, en el ensayo de adherencia no se puede establecer una correlación tan directa con los valores de porosidad de los sistemas, sino que son otros mecanismos de adherencia los que están implicados, como son la adhesión química, el rozamiento o la interacción mecánica.

A medida que se aumenta la carga aplicada en la barra de acero, lo hace la tensión de adherencia, la adhesión química entre los dos materiales se anula y comienza un mecanismo de adherencia por rozamiento que depende principalmente de las características e irregularidades de la barra.

4. Conclusiones

Los AASC presentan un mejor comportamiento en términos de desarrollo mecánico y durable que los hormigones OPCC debido principalmente a la menor porosidad que presentan estos sistemas de AASC. Es decir, los hormigones de AASC tienen unas microestructuras más densas que los de OPCC.

La penetración de los iones cloruros en los hormigones de AASC está directamente relacionada con la baja porosidad del sistema, y mostrando, por lo tanto, una baja permeabilidad a los iones cloruro, lo que se traduce en un menor riesgo a la corrosión que en los sistemas de cemento Portland. Las porosidades totales de los hormigones juegan un papel importante a la hora de presentar una mayor o menor resistividad ante una posible corrosión.

Los resultados de adherencia de los hormigones a las barras de acero corrugado mostraron un comportamiento muy similar en ambos sistemas de OPCC y AASC.

Agradecimientos

Esta investigación ha sido posible gracias a la financiación concedida por el Ministerio de Economía y Competitividad al proyecto BIA2013-47876-C2-1-P y al CSIC por el proyecto PIE201460E06.

Bibliografía

[1] A. Palomo, P. Krivenko, E. Kavalerova, O. Maltseva, A review on alkaline activation: New analytical perspectives, *Mater. Construcc.* 64 (2014) e022.

[2] F. Pacheco-Torgal, J.A. Labrincha, C. Leonelli, A. Palomo, P. Chindaprasirt (Eds.), *Handbook of Alkali-activated Cements, Mortars and Concretes*, Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering, 2015.

[3] C. Shi, P. Krivenko, D. Roy, *Alkali-Activated Cements and Concretes*, Taylor and Francis, London and New York, 2006.

[4] M.C.G. Juenger, F. Winnefeld, J.L. Provis, J.H. Ideker, Advances in alternative cementitious binders, *Cem. Concr. Res.* 41 (2011) 1232–1243.

[5] J.L. Provis, A. Palomo, C. Shi, Advances in understanding alkali-activated materials, *Cem. Concr. Res.* 78 (2015) 110–125.

[6] B. Singh, G. Ishwarya, M. Gupta, S.K. Bhattacharyya, Geopolymer concrete: A review of some recent developments, *Constr. Build. Mater.* 85 (2015) 78–90.

[7] C. Shi, A. Jiménez-Fernández, A. Palomo, New cements for the 21st century: The pursuit of an alternative to Portland cement, *Cem. Concr. Res.* 41 (2011) 750–763.

[8] J.S.J. Van Deventer, J.L. Provis, P. Duxson, Technical and commercial progress in the adoption of geopolymer cement, *Miner. Eng.* 29 (2012) 89–104.

[9] J.L. Provis, Geopolymers and other alkali activated materials: Why, how, and what? *Mater. Struct.* 47 (2014) 11–25.

[10] A.F. Abdalqader, F. Jin, A. Al-Tabbaa, Development of greener alkali-activated cement: Utilisation of sodium carbonate for activating slag and fly ash mixtures, *J. Clean. Prod.* 113 (2016) 66–75.

[11] M. Jiang, X. Chen, F. Rajabipour, A.M. Asce, C.T. Hendrickson, D.M. Asce, Comparative life cycle assessment of conventional, glass powder, and alkali-activated slag concrete and mortar, *J. Infrastruct. Syst.* 20 (2014).

[12] A. Fernández-Jiménez, J.G. Palomo, F. Puertas, Alkali-activated slag mortars: Mechanical strength behaviour, *Cem. Concr. Compos.* 29 (1999) 1313–1321.

[13] S. Aydın, B. Baradan, Effect of activator type and content on properties of alkali-activated slag mortars, *Compos. Part B Eng.* 57 (2014) 166–172.

[14] F. Puertas, R. de Gutiérrez, A. Fernández-Jiménez, S. Delvasto, J. Maldonado, Morteros de cementos alcalinos. Resistencia química al ataque por sulfatos y al agua de mar, *Mater. Construcc.* 52 (2002) 55–71.

[15] M. Torres-Carrasco, M. Tognonvi, A. Tagnit-Hamou, F. Puertas, Durability of alkali-activated slag concretes prepared using waste glass as alternative activator, *ACI Mater. J.* 112 (2015) 791–800.

[16] M. Chi, Effects of dosage of alkali-activated solution and curing conditions on the properties and durability of alkali-activated slag concrete, *Constr. Build. Mater.* 35 (2012) 240–245.

[17] 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.

[18] S.A. Bernal, R. Mejía de Gutiérrez, A.L. Pedraza, J.L. Provis, E.D. Rodriguez, S. Delvasto, Effect of binder content on the performance of alkali-activated slag concretes, *Cem. Concr. Res.* 41 (2011) 1–8.

[19] M. Palacios, P. Banfill, F. Puertas, Rheological behavior of alkali-activated cement pastes and mortars. Effect of admixtures, *ACI Mater. J.* 105 (2008) 140–148.

[20] M. Palacios, F. Puertas, Effectiveness of mixing time on hardened properties of waterglass-activated slag pastes and mortars, *ACI Mater. J.* 108 (2011) 73–78.

[21] F. Puertas, M. Torres-Carrasco, Use of glass waste as an activator in the preparation of alkali-activated slag. Mechanical strength and paste characterisation, *Cem. Concr. Res.* 57 (2014) 95–104.

[22] F. Puertas, A. Fernández-Jiménez, M. Blanco-Varela, Pore solution in alkali-activated slag cement pastes. Relation to the composition and structure of calcium silicate hydrate, *Cem. Concr. Res.* 34 (2004) 139–148.

[23] C. Shi, Another look at the rapid chloride permeability test (ASTM C1202 or ASSHTO T277), in: FHWA Resour. Cent., Baltimore, 2003.

[24] C. Shi, J.A. Stegemann, R.J. Caldwell, Effect of supplementary cementing materials on the specific conductivity of pore solution and its implications on the rapid chloride permeability test (AASHTO T277 and ASTM C1202) results, *ACI Mater. J.* 95 (1998) 389–394.

[25] L. Holzer, R. Figi, A. Gruskovnjak, B. Lothenbach, F. Winnefeld, Hydration of alkali-activated slag: Comparison with ordinary Portland cement, *Adv. Cem. Res.* 18 (2006) 119–128.

[26] R.R. Lloyd, J.L. Provis, J.S.J. van Deventer, Pore solution composition and alkali diffusion in inorganic polymer cement, *Cem. Concr. Res.* 40 (2010) 1386–1392.

[27] S. Song, H.M. Jennings, Pore solution chemistry of alkali-activated ground granulated blast furnace slag, *Cem. Concr. Res.* 29 (1999) 159–170.

Modelización de vigas mixtas con interacción imperfecta

Modeling of mixed beams with imperfect interaction

Ricard Caus^a, Jose Antonio Lozano-Galant^{b,*}, Enrique Mirambell Arrizabalaga^c,
Dong Xu^d y Jose Turmo^e

^a Ingeniero Civil, Barcelona, España

^b Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Universidad de Castilla-La Mancha, Profesor Contratado Doctor, Ciudad Real, España

^c Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Universitat Politècnica de Catalunya, BarcelonaTech, Catedrático de Universidad, Barcelona, España

^d Ph.D in Civil Engineering, Tongji University, Full Professor, Shanghai, China

^e Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Universitat Politècnica de Catalunya, BarcelonaTech, Profesor Titular de Universidad, Barcelona, España

Recibido el 28 de abril de 2017; aceptado el 18 de julio de 2017

Disponible en Internet el 12 de septiembre de 2017

Resumen

En la mayoría de vigas mixtas, la conexión entre el hormigón y el acero es imperfecta y, por tanto, aparece un mayor o menor deslizamiento relativo entre ambos materiales. Este deslizamiento afecta tanto a las deformaciones como a los esfuerzos de la viga. Para simular este fenómeno, en este trabajo se propone un nuevo modelo de elementos finitos bidimensional basado en elementos tipo viga, facilitando así la interpretación y la aplicación práctica de los resultados. Para validar la precisión del modelo, se comparan los resultados obtenidos mediante el modelo con los derivados de las ecuaciones analíticas propuestas en la literatura, en dos estructuras mixtas con diferentes estados de carga.

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

Palabras clave: Interacción parcial; Modelo de elementos finitos bidimensional; Viga mixta

Abstract

In most composite beams, the concrete and steel connection is flexible to some extent. For this reason, a relative slip always appears at the interface. This slip is of primary importance because it affects both the deflections and the stresses in the beam. To simulate this phenomenon, a two-dimensional finite element based on frame elements model is proposed. The main advantage of this model is its easy interpretation of the results and its applicability on design practice. To validate the accuracy of the proposed model, this has been verified against those results obtained by analytical equations available in the literature for different loading cases.

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

Keywords: Partial Interaction; 2D-finite element model; Composite beam

1. Introducción

Las estructuras mixtas están formadas generalmente por un forjado o losa de hormigón y una viga de acero solidarizadas por medio de conectadores (fig. 1). El comportamiento de estas

estructuras depende de la rigidez relativa de estos conectadores, k_q , su número en la dirección transversal, n_q y su separación longitudinal, s_q . Si la conexión es muy rígida (interacción perfecta), se puede suponer que no hay deslizamiento relativo entre las superficies en contacto y que la distribución de rasantes que transmite la conexión no depende de la rigidez de la misma, que suponemos infinita, sino de las características mecánicas de las secciones de hormigón y de acero. La mayoría de normativas sobre estructuras mixtas asumen esta hipótesis [1,2].

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: joseantonio.lozano@uclm.es (J.A. Lozano-Galant).

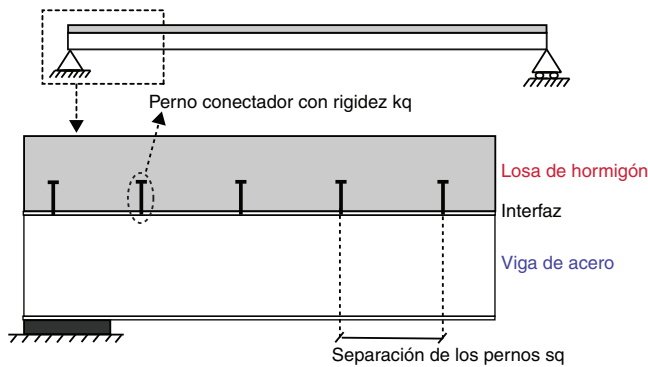


Figura 1. Elementos de una viga mixta con pernos conectadores.

Sin embargo, en vigas con pernos conectadores flexibles que permiten un deslizamiento relativo entre el hormigón y el acero (interacción imperfecta), el rasante que se moviliza es proporcional a este deslizamiento, siendo por tanto función no solo de las características mecánicas de las secciones transversales de la estructura, sino también de la flexibilidad de la conexión.

En la literatura se han realizado un gran número de estudios para simular el comportamiento de las vigas mixtas con interacción imperfecta. De acuerdo con Sousa et al. [3], Newmark et al. [4] presentaron el primer modelo analítico con interacción imperfecta. En este método, las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de cada elemento de la viga mixta se reducen a ecuaciones diferenciales de segundo orden asumiendo una conexión uniforme en la interfaz. Martínez y Ortiz [5] también utilizaron un enfoque basado en ecuaciones diferenciales para definir las ecuaciones analíticas para vigas biapoyadas sometidas a diferentes casos de carga. En este procedimiento se asume que las deformaciones en los centroides son las mismas en ambos materiales (acero y hormigón) así como una distribución uniforme de los conectadores. Los principales inconvenientes de los métodos analíticos son: 1) Esfuerzo de cálculo necesario para obtener las ecuaciones analíticas. 2) Análisis complejo limitado únicamente a vigas isostáticas de canto uniforme y a casos de carga particulares y sus combinaciones. 3) Los efectos de las distribuciones no uniformes de conectadores no se pueden analizar. Por todas estas razones, el enfoque analítico no es el más indicado para el diseño práctico de vigas mixtas.

Alternativamente, los modelos numéricos de elementos finitos (MEF) permiten un análisis más indicado para el diseño práctico [6]. Una de las primeras decisiones a la hora de abordar la simulación de estructuras mixtas mediante este procedimiento consiste en definir la dimensionalidad del modelo. Por un lado, modelos en tres dimensiones (3D) proporcionan una alta precisión indicada especialmente para estudios de regiones locales o de discontinuidades. Sin embargo, de acuerdo con Queiroz et al. [7,8], el uso de este procedimiento se desaconseja en estructuras complejas debido a los grandes costes computacionales, la necesidad de integrar esfuerzos y la dificultad de conseguir una convergencia numérica. A pesar de que el reciente desarrollo de softwares como ABAQUS/explicit [9] ha mejorado considerablemente esta convergencia, y por lo tanto la aplicabilidad

de los MEF, un gran número de autores recomiendan modelos bidimensionales (2D) para el diseño práctico de vigas mixtas. Uno de los métodos basados en una simulación 2D por medio de elementos tipo viga se presenta en [8]. En este método la interfaz se simula por medio de muelles no-lineales situados a la altura del centroide de la losa de hormigón armado.

El objetivo de este artículo es proporcionar un enfoque estructurado a la simulación de vigas mixtas con interacción imperfecta utilizando software sencillo. Para ello, se propone un modelo bidimensional basado en un MEF compuesto únicamente por seis tipos diferentes de elementos tipo viga (losa de hormigón, viga de acero, conectadores verticales, muelles conectadores para el cortante, así como elementos verticales para simular el espesor del hormigón y el acero). La principal ventaja de este método es que proporciona directamente información útil para el diseño sin la necesidad de realizar una integración de esfuerzos (como en los modelos tridimensionales). Las diferencias fundamentales que presenta este modelo respecto a las ecuaciones analíticas y los modelos tridimensionales son las siguientes: 1) Intuitividad: cada elemento del modelo corresponde a un elemento de la viga mixta, lo que facilita la interpretación de los resultados. 2) Aplicabilidad: el modelo proporciona directamente información que es útil para el diseño, tal como los esfuerzos en la losa de hormigón, en la viga de acero y en los pernos conectadores, y las deformaciones en la viga mixta, sin la necesidad de realizar una integración de las tensiones en los elementos finitos. 3) Versatilidad: a diferencia de las ecuaciones analíticas, el modelo permite el análisis de estructuras hiperestáticas, de canto variable y con distribuciones no uniformes de pernos conectadores. Además, con objeto de evaluar la influencia de la deformabilidad de la conexión en el comportamiento a torsión de las vigas, el modelo permite también su generalización a tres dimensiones. 4) Fácil construcción: el modelo incluye secuencias repetitivas de elementos, por lo que la generación de la geometría de los modelos se puede programar fácilmente con algoritmos de pre-procesamiento. 5) Fácil reproducción: como el modelo está compuesto únicamente por elementos tipo viga, se puede analizar con cualquier programa sencillo de barras.

La organización del artículo es la siguiente. En la sección 2 se revisan brevemente las principales ecuaciones analíticas propuestas en la literatura para el análisis de vigas mixtas con interacción imperfecta. En la sección 3 se describen en detalle las principales características de cada uno de los elementos que componen el MEF propuesto. En la sección 4 se presenta la aplicación numérica del modelo propuesto. Para validar su precisión, esta sección incluye también la comparación con los resultados obtenidos mediante ecuaciones analíticas. En este análisis también se estudian los efectos de la rigidez de la conexión tanto en estructuras isostáticas como hiperestáticas. Tras ello, en la sección 5 se presentan las futuras líneas de investigación y finalmente en la sección 6 se resumen las conclusiones.

2. Ecuaciones analíticas

Las ecuaciones analíticas presentadas en la literatura están basadas en las siguientes hipótesis simplificadoras: 1) Los

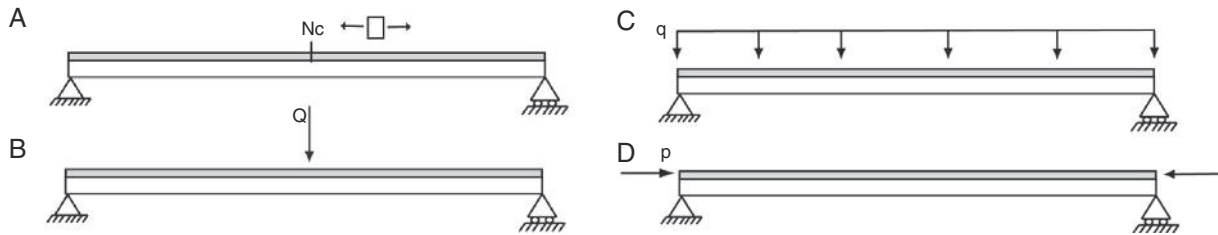


Figura 2. A) Compresión en el hormigón N_c ; B) carga puntual Q ; C) carga uniforme q ; D) carga puntual P .

pernos conectadores, la losa de hormigón y la viga metálica se comportan linealmente. 2) En la posición deformada, tanto la losa de hormigón como la viga de acero tienen la misma curvatura y rotación. 3) Se desprecian los efectos de fricción y el despegue de la interfaz. 4) Los pernos conectadores se distribuyen uniformemente a lo largo de la viga mixta.

En esta sección se presentan las ecuaciones analíticas propuestas por Martínez y Ortiz [5] para el cálculo de las fuerzas de compresión en el hormigón, N_c (fig. 2A) en una sección transversal x , para tres casos de carga: 1) $N_{c,Q}(x)$: una carga puntual Q en centro luz (fig. 2B); 2) $N_{c,q}(x)$: una carga uniforme q en toda la viga (fig. 2C), y 3) $N_{c,P}(x)$: una carga puntual P actuando en el centro de gravedad de la losa de hormigón en los extremos de la losa de hormigón armado (fig. 2D).

$$N_{c,Q}(x) = \frac{-M(x)}{a_{cR}} \cdot \left(1 - \frac{ch\left(\frac{l}{2 \cdot x_q}\right) - ch\left(\frac{l}{2 \cdot x_q} - \frac{x}{x_q}\right)}{\frac{x}{x_q} \cdot \frac{(l-x)}{x_q} \cdot ch\left(\frac{l}{2 \cdot x_q}\right)} \right) \quad (1)$$

$$N_{c,q}(x) = \frac{-M(x)}{a_{cR}} \cdot \left(1 - \frac{x}{x_q} \cdot \frac{sh\left(\frac{x}{x_q}\right)}{ch\left(\frac{l}{2 \cdot x_q}\right)} \right) \quad (2)$$

$$N_{c,P}(x) = - \left(1 + \frac{A_S^2 \cdot A_{SC}^2}{A_R \cdot I_R} \right) \cdot \frac{A_{cR} \cdot P}{A_R} - \left(1 - \left(1 + \frac{A_S^2 \cdot A_{SC}^2}{A_R \cdot I_R} \right) \cdot \right) \frac{A_{cR}}{A_R} \cdot P \cdot \frac{ch\left(\frac{x}{x_q} - \frac{l}{2 \cdot x_q}\right)}{ch\left(\frac{l}{2 \cdot x_q}\right)} \quad (3)$$

En estas ecuaciones, $M(x)$ representa el momento flector en una sección transversal genérica x , E_c y E_s corresponden con los módulos de elasticidad de la losa de hormigón y la viga de acero, A_R e I_R representan el área y la inercia de la sección mixta reducida, A_{cR} e I_{cR} , el área y la inercia reducida en el hormigón, A_s e I_s , el área y la inercia de la viga de acero, h_{sc} , la distancia entre los centroides de la losa de hormigón y la viga de acero, y a_{cR} y x_q son coeficientes definidos como:

$$a_{cR} = \frac{I_R \cdot A_R}{h_{sc} \cdot A_{cR} \cdot A_S} \quad (4)$$

$$x_q = \sqrt{\frac{(I_S + I_{cR}) \cdot s_q \cdot E_S}{a_{cR} \cdot h_{sc} \cdot n_q \cdot k_q}} \quad (5)$$

Estas ecuaciones analíticas, junto con las ecuaciones de la deformación vertical de la viga, f_m , para los mismos casos de carga descritas en [5], se han utilizado en la sección 4 para validar los resultados del modelo propuesto.

3. Descripción del modelo propuesto

El MEF descrito en este apartado para el análisis del comportamiento estructural de vigas mixtas con interacción imperfecta fue presentado en [10–12]. Este modelo es bidimensional, elástico y lineal y está compuesto por seis tipos de elementos tipo viga. A continuación se resumen las principales características de cada uno de estos elementos:

- Elementos tipo 1 (losa de hormigón). Estos elementos incluyen las propiedades mecánicas de la losa de hormigón armado en su centroide.
- Elementos tipo 2 (viga metálica). Estos elementos incluyen las propiedades mecánicas de la viga metálica en su centroide.
- Elementos tipo 3 (conectores verticales). Estos elementos conectan verticalmente los nodos de las barras de hormigón y acero (nodos de los elementos tipo 1 y 2). Este elemento carece de rigidez a flexión y peso, cuenta con un área infinita y se puede distribuir uniformemente según una distancia V . Su principal objetivo es igualar las deformaciones verticales en los centroides de la viga metálica y la losa de hormigón a lo largo de la longitud de la viga. Siendo $E_c I_c$ y $E_s I_s$ las rigideces a flexión de las secciones parciales de hormigón y acero, y $M_c(x)$ y $M_s(x)$ los momentos flectores en dichas secciones parciales, esta condición se puede expresar matemáticamente como:

$$\frac{M_C(x)}{E_C \cdot I_C} = \frac{M_S(x)}{E_S \cdot I_S} \quad (6)$$

- Elementos tipo 4 (muelles conectadores). Estos elementos simulan el efecto de la rigidez k_q de los conectadores por medio de muelles con rigidez axial (que carecen de rigidez a flexión) localizados en la interfaz. Siendo S la separación longitudinal entre los muelles, n_q el número de conectadores en cada fila, s_q la separación longitudinal de los conectadores, L_4 una longitud arbitraria para el elemento tipo 4 y A_4 un área arbitraria para el elemento tipo 4, el módulo de elasticidad de este elemento, E_4 , se puede determinar igualando la rigidez

axial del elemento a la rigidez de los conectadores a partir de la siguiente ecuación:

$$E_4 = \frac{n_q \cdot k_q \cdot L_4 \cdot S}{A_4 \cdot s_q} \quad (7)$$

- Elementos tipo 5 (elemento hormigón-interfaz). Estos elementos simulan la distancia entre el centroide de la losa de hormigón y la interfaz. Es por ello que conectan los nodos de las barras de hormigón con las de los muelles (esto es, los nodos de los elementos tipo 1 y 4). Estos elementos se consideran infinitamente rígidos a axil y a flexión. Para una distribución uniforme de los conectadores, estos elementos se pueden disponer con una separación S a lo largo de la viga. Siendo h_c el espesor del hormigón, u_c el desplazamiento horizontal en el nodo de la barra de hormigón (elemento tipo 1) y α_c la rotación en el mismo nodo, el elemento tipo 5 permite que se movilice el siguiente movimiento horizontal u'_c en la interfaz:

$$u'_c = u_c - \frac{\alpha_c \cdot h_c}{2} \quad (8)$$

- Elementos tipo 6 (elemento acero-interfaz). Estos elementos simulan la distancia entre el centroide de la viga de acero y la interfaz. Es por ello que conectan los nodos de las barras de acero con las de los muelles (esto es, los nodos de los elementos tipo 2 y 4). Al igual que los elementos tipo 5, cuentan con una infinita rigidez a axil y a flexión y se pueden disponer con una separación S a lo largo de la viga. Siendo h_s el espesor de la viga de acero, u_s el desplazamiento horizontal en el nodo de la barra de acero (elemento tipo 2) y α_s la rotación en el mismo nodo, el elemento tipo 6 permite que se movilice el siguiente movimiento horizontal u'_s en la interfaz:

$$u'_s = u_s + \frac{\alpha_s \cdot h_s}{2} \quad (9)$$

Las principales características de los diferentes tipos de elementos del MEF propuesto se resumen en la [tabla 1](#). En esta tabla se utiliza el símbolo ∞ para indicar que el valor correspondiente es muy alto.

Tabla 1
Características de los elementos del MEF propuesto

Elemento del MEF	E	A	I
1. Losa de hormigón	E_C	A_C	I_C
2. Viga de acero	E_S	A_S	I_S
3. Conectores verticales	∞	∞	0
4. Muelles conectadores	E_4	A_4	0
5. Elemento hormigón-interfaz	∞	∞	∞
6. Elemento acero-interfaz	∞	∞	∞

Tal y como se muestra en la [figura 3](#), las condiciones de contorno del MEF se colocan en el centroide de la viga de acero. Esta figura incluye una propuesta de la distribución de los seis tipos de elementos que constituyen el modelo.

El análisis del MEF propuesto en cualquier programa de barras permite la obtención de resultados útiles para el diseño y análisis de vigas mixtas con interacción imperfecta. Entre estos resultados, cabe destacar: 1) Deformaciones de la viga mixta a lo largo de su eje. 2) Deslizamiento relativo en la interfaz. 3) Esfuerzos axiales y momentos flectores en los centroides del hormigón y el acero. 4) Fuerzas en los muelles que simulan la rigidez de la conexión. A partir de estos valores se puede obtener el rasante en la interfaz. 5) Reacciones en las condiciones de contorno.

4. Aplicación del modelo propuesto

En esta sección se presenta la aplicación del MEF propuesto a dos vigas mixtas. La primera estructura (ejemplo 1) responde a una viga biapoyada, mientras que la segunda (ejemplo 2) responde a una viga continua de tres vanos.

4.1. Ejemplo 1 (viga biapoyada)

La estructura analizada en este ejemplo responde a una viga biapoyada de 4,5 m de longitud. Esta estructura incluye una losa de hormigón armado de 1 m de anchura y 0,2 m de canto conectada a un perfil IPE300. Los módulos de elasticidad del hormigón, E_c , y del acero, E_s , tienen un valor de $3,2E7 \text{ kN/m}^2$ y

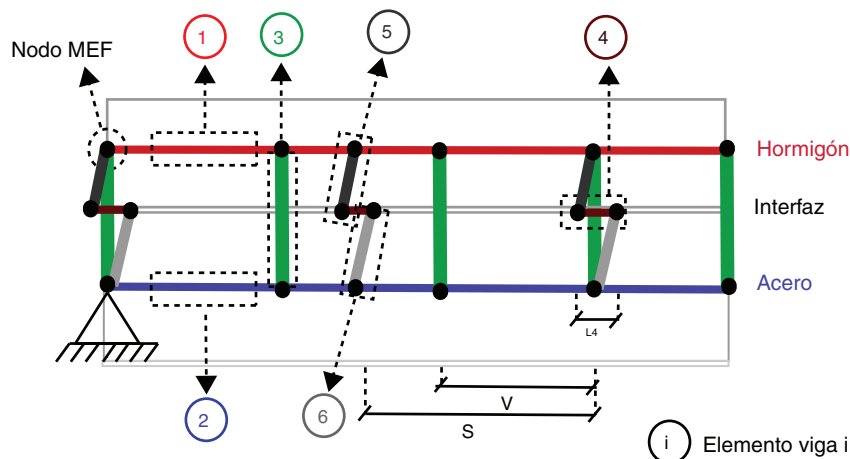


Figura 3. Ejemplo del modelo de elementos finitos (MEF) propuesto.

Tabla 2
Características de los elementos del MEF propuesto en los ejemplos 1 y 2

Elemento del MEF	E (kN/m ²)	A (m ²)	I (m ⁴)
1. Losa de hormigón	3,20E7	2,00E-1	6,67E-4
2. Viga de acero	2,10E8	5,38E-3	8,36E-5
3. Conectores verticales	1,00E10	1,00E10	0,00
4. Muelles conectadores	5,10E6	1,00E-3	0,00
5. Elemento hormigón-interfaz	1,00E10	1,00E10	1,00E10
6. Elemento acero-interfaz	1,00E10	1,00E10	1,00E10

2,1E8 kN/m², respectivamente. La conexión entre ambos materiales se realiza por medio de dos filas de pernos conectadores dispuestas cada 30 cm ($n_q = 2$, $s_q = 30$ cm). La rigidez de cada conector, k_q , se fija en 170.000 kN/m. Para este valor se tiene una rigidez de la conexión $K_q = (n_q \cdot k_q) / s_q$ de 2,26E6 kN/m². El MEF propuesto incluye una separación de 30 cm para los conectadores verticales y los muelles ($S = V = 30$ cm). De esta forma se obtiene un modelo formado por 45 nodos y 90 elementos. El área y la longitud de los muelles en el modelo (A_4 y L_4) se han fijado con valores arbitrarios de 1E-3 m² y 0,015 m, respectivamente.

El módulo de Young, E , el área, A , y la inercia, I , de cada uno de los elementos del modelo se resumen en la tabla 2. Cabe destacar que el módulo de Young de los muelles extremos es la mitad del valor presentado en la tabla 2, dado que su área tributaria es la mitad de la de los muelles interiores.

Para realizar la comparación con las ecuaciones analíticas se han estudiado tres casos de carga: 1) carga concentrada Q de 100 kN en centro luz (fig. 2B); 2) carga uniforme q de 10 kN/m (fig. 2C), y 3) dos fuerzas puntuales P de 100 kN en los extremos de la losa (fig. 2D).

4.1.1. Comparación con las ecuaciones analíticas

En esta sección se comparan los resultados de las ecuaciones analíticas descritas en la sección 2 con los resultados del MEF presentado en el apartado anterior. Esta comparación está basada en dos parámetros: 1) la fuerza de compresión en la losa de hormigón armado en centro luz, N_{cm} , y 2) la deformación vertical de la viga en centro luz, f_m .

El valor absoluto de las diferencias porcentuales entre las Ecuaciones Analíticas (EA) y el MEF para los tres casos de carga analizados (Q , q y P) se resume en la tabla 3.

Los resultados de esta tabla confirman que el comportamiento de la viga biapoyada obtenido mediante el MEF propuesto está

Tabla 3
Valor absoluto de las diferencias porcentuales entre el MEF y EA para Q , q y P

Parámetro	Q	q	P
$\left \frac{N_{cm}(MEF) - N_{cm}(EA)}{N_{cm}(EA)} \right $	0,09%	0,16%	0,01%
$\left \frac{f_m(MEF) - f_m(EA)}{f_m(EA)} \right $	0,85%	0,11%	0,00%

en absoluta sintonía con el derivado de las ecuaciones analíticas para los tres casos de carga estudiados.

4.1.2. Resultados del modelo de elementos finitos

La figura 4 muestra un resumen de los resultados del MEF. Por un lado, la figura 4A presenta los rasantes en la interfaz, S_{CS} , para los tres casos de carga analizados. Siendo s_q el espaciamiento entre los muelles, el esfuerzo rasante se puede obtener directamente a partir del incremento de fuerzas en estos elementos, ΔF (elemento tipo 4), mediante la siguiente ecuación:

$$S_{CS} = \frac{\Delta F}{s_q} \quad (10)$$

Los valores máximos de los rasantes de la figura 4A (116,21 kN/m) corresponden al caso de carga Q en la posición $x = 0$ m, en la zona cercana a los apoyos.

El papel de la rigidez de la conexión en el rasante se analiza en la figura 4B. Esta figura presenta una comparación de los valores obtenidos para dos rigideces de la conexión K_q (6,67E4 y 2,33E6 kN/m²) con los resultados de la interacción perfecta, para el caso de una carga puntual Q . Esta comparación muestra que cuanto mayor es la rigidez de la conexión, mayor es el valor absoluto del rasante S_{CS} y más similar es el valor máximo obtenido al de la interacción perfecta. Las mayores diferencias entre la interacción perfecta e imperfecta se encuentran en centro luz, dado que la hipótesis de interacción perfecta no puede predecir con precisión los rasantes en esta localización.

4.2. Ejemplo 2 (viga continua)

En esta sección se analiza una viga continua de tres vanos (3,6 + 4,5 + 3,6 m). Esta viga cuenta con las mismas propiedades mecánicas que la viga descrita en el ejemplo 1, esto es, una losa de hormigón armado de 1 m de anchura y 0,2 m de canto conectada a un IPE300. El modelo incluye un espaciamiento de 30 cm para los muelles y 90 cm para los conectores verticales

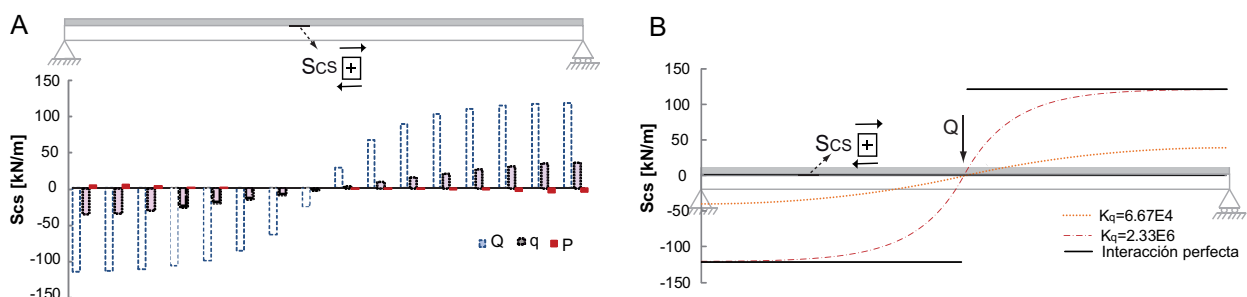


Figura 4. Resultados del ejemplo 1. A) Rasantes S_{CS} para diferentes casos de carga. B) Rasantes para diferentes rigideces K_q .

Tabla 4

Valor absoluto de las diferencias porcentuales entre el MEF y las EA para Q , q y P

Parámetro	Q	q	P
$\left \frac{N_{cm}(MEF) - N_{cm}(EA)}{N_{cm}(EA)} \right $	0,75%	0,70%	0,01%
$\left \frac{f_m(MEF) - f_m(EA)}{f_m(EA)} \right $	2,22%	1,20%	0,26%

($S = 30$ cm y $V = 90$ cm). Estas hipótesis conducen a un MEF compuesto por 117 nodos y 208 elementos.

En la literatura no se han encontrado ecuaciones analíticas para estructuras hiperestáticas. Por esta razón se ha considerado un MEF con un reducido espaciamiento (2,5 cm) tanto para los conectores verticales como para los muelles (V y S), con el objetivo de representar los resultados de las ecuaciones analíticas. Este modelo consta de 1.404 nodos y 2.808 elementos, y se ha denominado EA.

Se han analizado los mismos casos de carga (Q , q y P) descritos en el ejemplo anterior. Para cada uno de estos casos de carga se han obtenido las fuerzas de compresión en la losa de hormigón armado en centro luz, y las deformaciones verticales en la misma posición, f_m .

4.2.1. Comparación

En la tabla 4 se presenta una comparación de los resultados del MEF y las EA obtenidas de forma simplificada para estructuras hiperestáticas a partir de las ecuaciones de las estructuras isostáticas presentadas en la literatura. Esta tabla incluye las diferencias porcentuales en términos de N_{cm} y f_m para los casos de carga Q , q y P .

El análisis de la tabla 4 muestra que las diferencias son prácticamente despreciables. Las mayores diferencias se encuentran para el caso de la carga Q . Además, las diferencias en la flecha f_m son mayores que en N_{cm} .

4.2.2. Resultados del modelo de elementos finitos

La figura 5A presenta la distribución del rasante en la interfaz, S_{CS} , calculado mediante la ecuación 10, para cada caso de carga. Esta figura muestra que los mayores valores del rasante se localizan en las proximidades de los apoyos intermedios para Q y q .

La figura 5B presenta una comparación del rasante S_{CS} en el caso de carga Q para dos rigideces de la conexión K_q (6,67E4 y 2,33E6 kN/m²) con los resultados de la interacción perfecta. Esta

figura muestra que cuanto mayor es la rigidez de la conexión, más se aproximan los resultados obtenidos a los de la interacción perfecta. Cabe destacar que las mayores diferencias entre las conexiones con conexión perfecta e imperfecta se encuentran en las proximidades de los apoyos intermedios del vano central. Debido a estas diferencias, la integral de los rasantes a lo largo de la viga obtenida en los modelos con interacción imperfecta es menor que la obtenida cuando se considera interacción perfecta.

5. Futuras líneas de investigación

Hasta el momento se ha descrito el modelo reducido como respuesta a los problemas que surgen al tratar con vigas mixtas analíticamente —por ser un método poco intuitivo, complejo en su formulación y limitado a ciertos tipos de carga en estructuras isostáticas— o al modelizarlas usando MEF bidimensionales o tridimensionales —por su complejidad en la modelización y en la interpretación de resultados, que requiere una debida integración del campo de tensiones. En los párrafos anteriores se ha comparado el ajuste del modelo a la formulación analítica para los casos de carga en que la ecuación diferencial queda resuelta. Sin embargo, la formulación analítica es limitada y la universalidad del modelo ha de contrastarse con todo tipo de estructuras.

Para ello se ha previsto un programa de ensayos numéricos de vigas mixtas de hormigón y acero modelizadas con elementos finitos bidimensionales en las que la conexión sea modelizada con elementos de contacto. Con objeto de poder reproducir tanto la interacción imperfecta como la perfecta, se variará la rigidez de estos elementos. Así, se modelizarán vigas continuas y vigas de canto variable. Debido a las características inherentes a la formulación de los EF, la deformación por cortante de las estructuras estará modelizada.

Estas estructuras serán asimismo modelizadas con el modelo propuesto, verificando la capacidad de predicción de las deformaciones y de los distintos esfuerzos, tanto externos (reacciones en apoyos) como internos (axil, momento y cortante en el hormigón y en el acero). El modelo permitirá asimismo verificar no solo la capacidad para simular las deformaciones de cortante, sino también la capacidad de reproducir el comportamiento de las vigas continuas y de canto variable, tanto con interacción perfecta como imperfecta, así como la influencia de una distribución no uniforme de los conectadores a lo largo de la viga. Todos

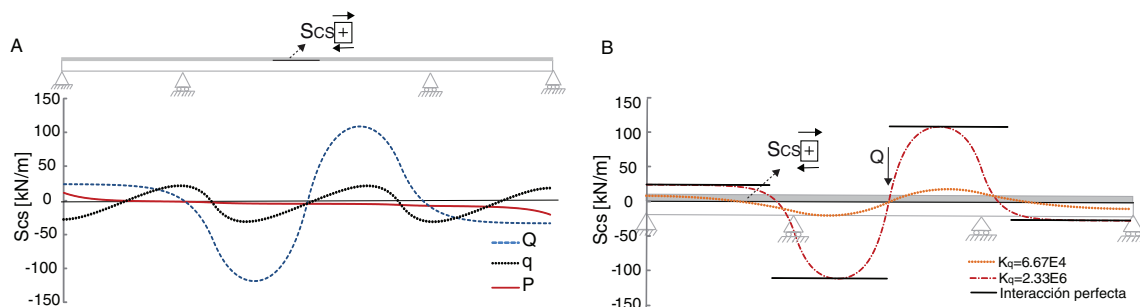


Figura 5. Resultados del Ejemplo 2. A) Rasantes S_{CS} para diferentes casos de carga. B) Rasantes para diferentes rigideces K_q .

estos casos no pueden hoy en día resolverse con la formulación analítica.

Otra cuestión relevante en el comportamiento de las estructuras mixtas con interacción imperfecta es la posibilidad de que se ocasionen deslizamientos relativos importantes, lo que puede llevar a la plastificación de los conectadores y a una eventual redistribución de tensiones. En este sentido, también se modelizarán los conectadores de acuerdo con [13], y se compararán los resultados con los ensayos presentados en [14–16].

6. Conclusiones

En este artículo se propone un modelo de elementos finitos (MEF) para simular el comportamiento de las vigas mixtas con interacción imperfecta. Este modelo incluye seis tipos de elementos tipo viga: 1) losa de hormigón; 2) viga de acero; 3) conector vertical; 4) muelle elástico en la interfaz; 5) elemento hormigón-interfaz, y 6) elemento acero-interfaz. Las principales ventajas que presenta este modelo respecto a las ecuaciones analíticas y los modelos de elementos finitos tridimensionales son las siguientes: 1) Intuitividad, dado que los diferentes elementos del modelo reproducen de manera ingenieril y sencilla el comportamiento de las vigas mixtas. 2) Aplicabilidad, ya que el método proporciona información útil para el trabajo de diseño. 3) Versatilidad, al permitir el análisis de cualquier distribución no uniforme de pernos conectadores, cualquier caso de carga y cualquier geometría de la viga mixta con cualquier grado de interacción, tanto para estructuras isostáticas como hiperestáticas. 4) Fácil construcción del modelo, al contar con una geometría repetitiva fácilmente programable con algoritmos de pre-procesamiento. 5) Fácil generación de resultados, al poder reproducir los mismos con cualquier programa sencillo de barras.

Para validar la simulación de la metodología propuesta se han analizado dos ejemplos (una viga biapoyada y una viga continua) sometidos a tres casos de carga diferentes. Los resultados de cada una de estas estructuras muestran una buena correlación con las ecuaciones analíticas presentadas en la literatura y los modelos equivalentes. Los resultados muestran también que los rasantes a lo largo de la viga son menores en las estructuras con interacción imperfecta que perfecta.

Agradecimientos

Los autores agradecen la financiación proporcionada por el Ministerio de Economía y Competitividad (BIA2013-47290-R)

y los fondos FEDER. Parte de este trabajo se realizó mediante un acuerdo de colaboración entre Tongji University (China) y la Universitat Politècnica de Catalunya, BarcelonaTech. Este acuerdo incluía un intercambio de personal académico financiado por el Gobierno Chino. También se agradece la subvención del programa *High End Foreign Experts* del Gobierno Chino

Bibliografía

- [1] EN 1994-1-1, Eurocode 4 — Design of Composite Steel and Concrete Structures — Part 1: General Rules and Rules for Buildings, European Committee of Normalization, 1994.
- [2] EN 1994-2, Eurocode 4 — Design of Composite Steel and Concrete Structures — Part 2: General Rules and Rules for Bridges, European Committee of Normalization, 1994.
- [3] J.B. Sousa, C.E.M. Oliveira, A. Silva, Displacement-based nonlinear finite element analysis of composite beam-columns with partial interaction, *J. Constr. Steel Res.* 66 (2010) 772–779.
- [4] N.M. Newmark, C.P. Siess, I.M. Viest, Test and analysis of composite beams with incomplete interaction, *Proc. Soc. Exp. Stress Anal.* 9 (1951) 75–92.
- [5] J. Martínez Calzón, J. Ortiz Herrera, *Construcción Mixta*, Rueda, Alcorcón, 1975.
- [6] A.J. Wang, K.F. Chung, Integrated analysis and design of composite beams with flexible shear connectors under sagging and hogging moments, *Steel Compos. Struct.* 6 (2006) 459–477.
- [7] F.D. Queiroz, G. Queiroz, D.A. Nethercot, Two-dimensional FE model for evaluation of composite beams, I: Formulation and validation, *J. Constr. Steel Res.* 65 (2009) 1055–1062.
- [8] F.D. Queiroz, G. Queiroz, D.A. Nethercot, Two-dimensional FE model for evaluation of composite beams, II: Parametric study, *J. Constr. Steel Res.* 65 (2009) 1063–1074.
- [9] A. Prakash, N. Anandavalli, C.K. Madheswaran, J. Rajasankar, N. Lakshmanan, Three dimensional FE model of stud connected steel-concrete composite girders subjected to monotonic loading, *International Journal of Mechanics and Applications* 1 (2011) 1–11.
- [10] J. Turmo, J.A. Lozano-Galant, E. Mirambell, D. Xu, Modeling composite beams with partial interaction, *J. Constr. Steel Res.* 114 (2015) 380–393.
- [11] J. Turmo, E. Mirambell, Modelo de cálculo para estructuras mixtas con interacción imperfecta, II International conference of ACHE, Madrid (2002).
- [12] J. Turmo, J.A. Lozano-Galant, E. Mirambell, D. Xu, New models for structural analysis of composite beams, IABSE Conference Guangzhou (China) (2015).
- [13] J.G. Ollgaard, R.G. Slutter, J.W. Fisher, Shear strength of stud connectors in lightweight and normal weight concrete, *AISC Eng. J.* 8 (2) (1971) 55–64.
- [14] J.C. Chapman, S. Balakrishnan, Experiments on composite beams, *Struct. Eng.* 42 (11) (1964) 369–383.
- [15] G. Ranzi, M.A. Bradford, Direct stiffness analysis of a composite beam-column element with partial interaction, *Comput. Struct.* 85 (15) (2007) 1206–1212.
- [16] Ranzi, Gianluca, M.A. Bradford, U.Y. Brian, A direct stiffness analysis of a composite beam with partial interaction, *Int. J. Numer. Meth. Eng.* 61 (5) (2004) 657–672.

**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:



CI
Colegio de Ingenieros de
Caminos, Canales y Puertos



Fundación
Caminos

ACHE

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