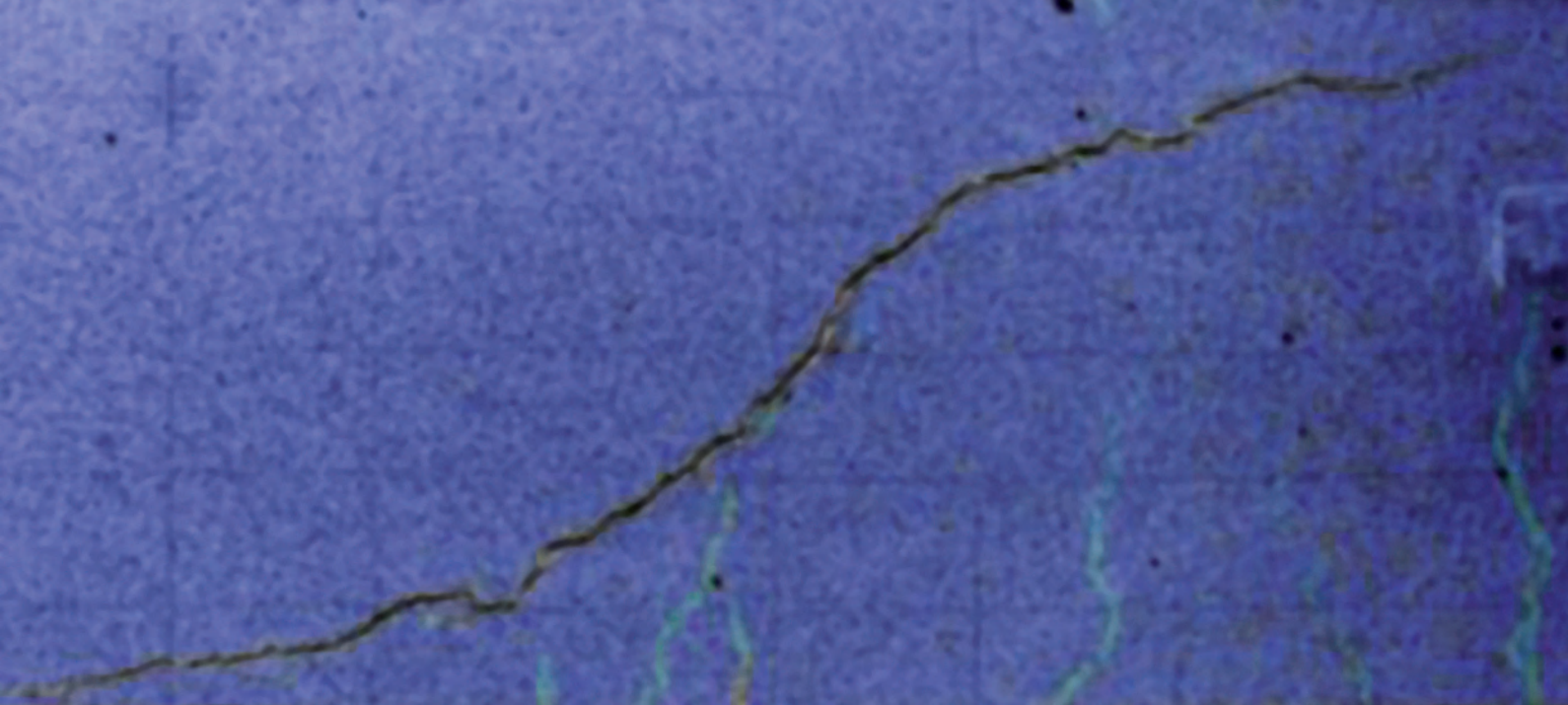
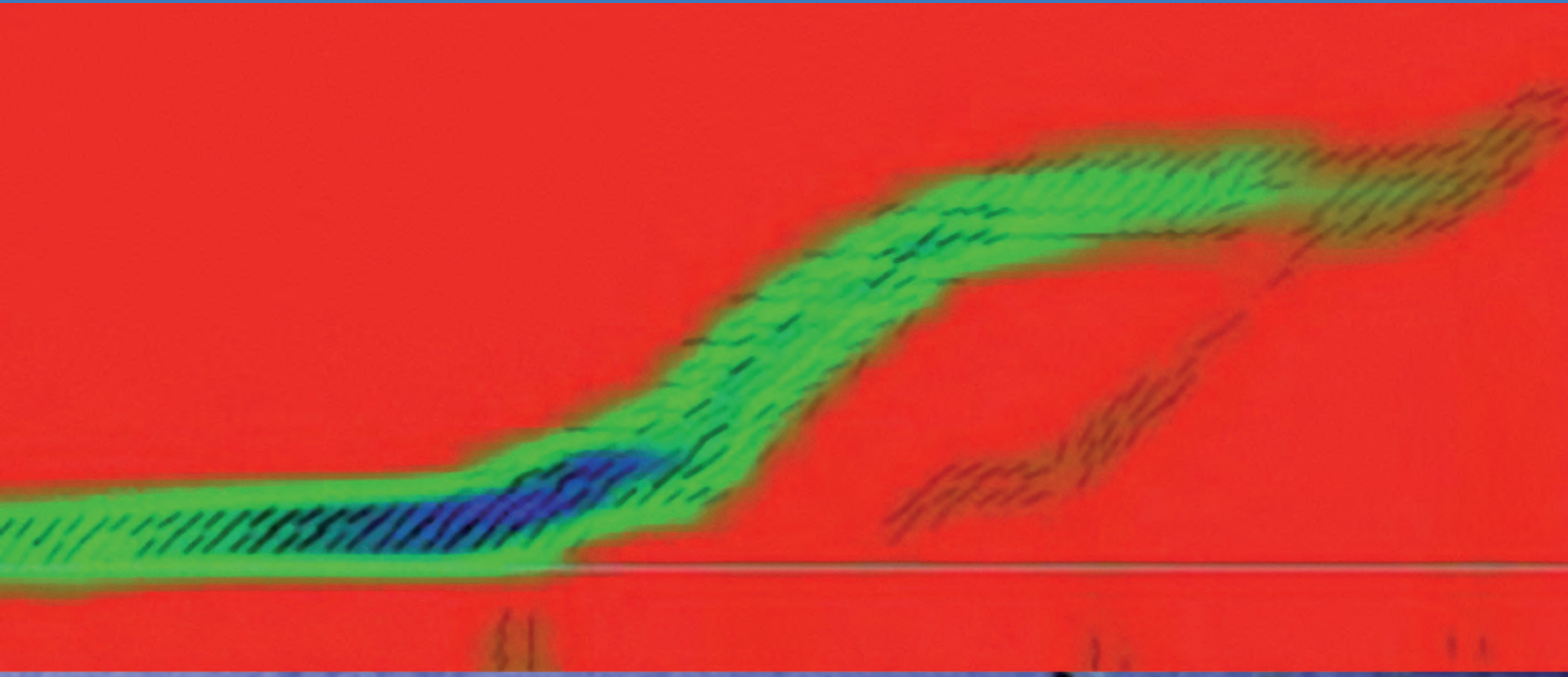


H A

HORMIGÓN y ACERO

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

Enero - Abril 2022 | Volumen 73 - Número 296





NEVER STOP BUILDING

NOVEDAD

SOFTWARE de CÁLCULO de FIJACIONES



ACCESO GRATUITO EN LÍNEA



COMPATIBLE CON TODOS LOS NAVEGADORES WEB



SIGUIENTES CÁLCULOS DE EUROCODE 2 EN 1992-4



CUMPLE CON LAS REGLAS SÍSMICAS



CÁLCULOS DE ALBAÑILERÍA



CÁLCULOS DE BARANDILLAS

- »» ONLINE Y GRATUITO
- »» EUROCÓDIGO 2 EN 1992-4
- »» MUY INTUITIVO Y FÁCIL



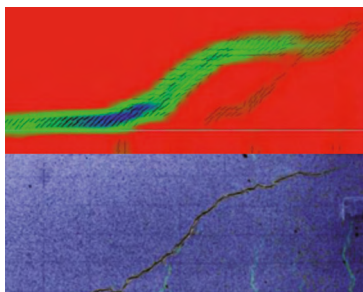


FOTO DE PORTADA: Patrón de fisuración según modelo numérico (MEF) y por correlación de imágenes digitales (DIC).

CONSEJO EDITORIAL:

DIRECTOR:

Gonzalo Ruiz López (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UCLM, Ciudad Real)*

SUBDIRECTOR:

Julio Sánchez Delgado (FHECOR, Madrid)*

SECRETARIO:

Jacinto Ruiz Carmona (MECANISMO INGENIERÍA, Madrid)*

EDITOR JEFE:

Valentín Alejándrez Piñuela (CINTER, Madrid)*

ASESOR EDITORIAL:

José Manuel Ráez Cano (Scidoc, Madrid)*

VOCALES:

Juan Luis Bellod Thomas (CESMA INGENIEROS, Madrid)

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

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

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

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

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

Luisa María Gil Martín (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UGR, Granada)

Jesús Gómez Hermoso (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPM, Madrid)

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

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

Alejandro Pérez Caldentey (FHECOR, Madrid)

Carlos Pozo Moya (GRUPO TYPSA, Madrid)

Abraham Sánchez Corriols (Consultor independiente, Stuttgart)

Álvaro Serrano Corral (MC2 ESTUDIO DE INGENIERÍA, Madrid)

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

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

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO**

António Adão da Fonseca (UNIVERSIDADE DO PORTO, Portugal)

Antonio Aguado de Cea (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPC, Barcelona)

Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid)

M^a Carmen Andrade Perdrix (CIMNE, Madrid)

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

José M^a Arrieta Torrealba (PROES, Madrid)

Miguel Ángel Astiz Suárez (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPM, Madrid)

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

Alex Barbat Barbat (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPC, Barcelona)

Pilar Crespo Rodríguez (MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA, Madrid)

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

Luis Fernández Luco (UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, Argentina)

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

Jaime Carlos Gálvez Ruiz (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPM, Madrid)

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

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

Enrique González Valle (INTEMAC, Madrid)

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

José Antonio Llombart Jaques (EIPSA, Madrid)

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

Francisco Millanes Mato (IDEAM, Madrid)

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

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

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

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

José Manuel Roesset (NATIONAL ACADEMY OF ENGINEERING, EE.UU.)

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

Juan Sagaseta Albajar (UNIVERSITY OF SURREY, Reino Unido)

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

Carlos Siegrist Fernández (SIEGRIST Y MORENO, Madrid)

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

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

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

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

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

ÍNDICES Y SERVICIOS DE INFORMACIÓN: *Hormigón y Acero* está indexada en las bases de datos siguientes: Emerging Sources Citation Index/Web of Science Core Collection (ESCI/WoS) - Journal Citation Reports (JCR) – Pascal – Índices-CSIC – Dialnet-Sumaris – Catálogo Latindex 2.0 – ScienceDirect.

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

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


ISSN 0439-5689

Publicación cuatrimestral (3 números al año)

www.hormigonyacero.com

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

Suscripciones y atención al cliente

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

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

Depósito legal: M-853-1958

Carta del director	5
Refuerzo externo a cortante en vigas de hormigón mediante aleaciones con memoria de forma en base hierro: de la prueba de concepto a la escala real <i>Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Through the Use of Iron- Based Shape Memory Alloys: From the Proof-of-Concept to the Real Scale</i> Antoni Cladera, Luis Montoya-Coronado, Joaquín Ruiz-Pinilla, Carlos Ribas	7
Competición a ciegas de simulaciones numéricas del fallo a cortante de vigas de hormigón reforzado con fibras <i>Blind Competition on the Numerical Simulation of Steel-Fiber-Reinforced Concrete Beams Failing in Shear</i> Joaquim Barros, Beatriz Sanz, Petr Kabele, Rena C. Yu, Günther Meschke, Jaime Planas, Vitor Cunha, Antonio Caggiano, Nilüfer Ozyurt, Ventura Gouveia, Ab van den Bos, Elisa Poveda, Erez Gal, Jan Cervenka, Gerrit E. Neu, Pierre Rossi, Daniel Dias-da-Costa, Peter K. Juhasz, David Cendon, Gonzalo Ruiz, Tiago Valente	17
Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en el mecanismo de colapso y nivel de desempeño de edificaciones de hormigón armado <i>Influence of Dynamic Soil-Structure Interaction on the Failure Mechanism and Performance Level of Reinforced Concrete Buildings</i> Zenayda Corratgé Yzaguirre, Janet O. Martínez Cid, Willian Cobelo Cristiá	41
Evaluación mediante técnicas de dinámicas y propuesta de intervención de la estructura de un teatro <i>Evaluation with Dynamics Techniques and Intervention Proposal of the Structure of a Theater</i> María Haydée Peralta, Leonel Osvaldo Pico, Norma Luján Ercoli, Raúl Bacchiarello, Salvador La Malfa	55
Análisis de los software BIM en el contexto de un concurso internacional <i>Analysis of BIM Softwares in the Context of an International Contest</i> José Antonio Lozano-Galant, Pablo Bellido-Montesinos, Fidel Lozano-Galant, Francisco Javier Castilla-Pascual	65
Estudio del comportamiento de hormigones de muy alta resistencia sometidos a cargas de choque térmico <i>Analysis of the Behavior of Very High Strength Concrete Subjected to Thermal Shock Loading</i> Héctor Cifuentes Bulté, José David Ríos Jiménez y Antonio Martínez de la Concha	73
Ejemplos de modelado del comportamiento a flexión de secciones de hormigón con fibras mediante la hipótesis de fisura plana <i>Examples of Modeling of Flexural Behavior of Fiber-Reinforced Concrete Sections Using the Planar Crack Assumption</i> Jacinto Ruiz Carmona, Juan Rey Rey y Gonzalo Ruiz López	81
Análisis numérico del proceso de fallo de una losa de hormigón armado con modelos de fractura no lineal <i>Numerical Analysis of the Failure Process of a Reinforced-Concrete Slab with Non-Linear Fracture Models</i> José Joaquín Ortega Parreño, Lucía Garijo Alonso, Gonzalo Ruiz López	89

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

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



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



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



ACE
Asociación de Centros de Estudios de Ingeniería Estructural
C/ Jordi Girona 31 - 2º, Edificio Til-lers
08034 - BARCELONA



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

CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.
OFICINA DE PROYECTOS

C/ Orense, 10
28020 MADRID



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



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



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



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



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



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



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



FLORENTINO REGALADO INGENIERÍA & ARQUITECTURA S.L.P.
C/ Granja de Rocamora, 18
03015 ALICANTE



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



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



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID



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



MAMMOET
P.I. Los Frailes. Ctra Alcalá de Henares a Daganzo,
km 9. P 101-106, 28814 DAGANZO (MADRID)



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



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



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



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

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

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



CARTA DEL DIRECTOR

El pasado 21 de octubre presentamos el número especial sobre intervención en estructuras existentes dedicado a Luis Ortega Basagoiti. Fue organizado por Jesús Rodríguez, editor del número, y contó con la colaboración de muchos de los autores que publicaron en el especial. Miguel Ángel Astiz hizo una semblanza de Luis Ortega, describiendo magistralmente la excelencia de las facetas profesional y humana que caracterizaban a Luis.

La segunda parte de la jornada se estructuró en dos mesas redondas, una sobre intervenciones en estructuras existentes, coordinada por Jorge Perelli, y otra sobre intervenciones en puentes, coordinada por Gonzalo Arias. Los coloquios fueron precedidos por breves presentaciones de cada uno de los participantes: Peter Tanner, Ismael Carpintero, Toni Mari, Enrique Goberna, Juan Carlos Arroyo, David Izquierdo y Jorge Ley en la primera mesa, y Luis Esteras, José Emilio Criado, Alberto Cerezo, Javier León, José Simón-Talero, Francisco Millanes

y Álvaro Serrano en la segunda. Es imposible resumir aquí el interesante y jugoso contenido de las intervenciones y de los posteriores debates, pero están disponibles en la dirección youtube.com/watch?v=FufC2DnYbVY por si algún lector está interesado en verlas, o en repasarlas si es uno de los 140 asistentes que estuvieron en la sala, o de los 80 que siguieron la jornada en *streaming*.

Este acto no hubiera sido posible sin la dedicación de Jesús Rodríguez, de Beatriz Gutiérrez en la organización local, de los autores y ponentes mencionados, y de los generosos patrocinadores. A todos ellos nuestro más sincero agradecimiento.

Este número, el 296, comienza a publicar los artículos seleccionados del VIII Congreso de ACHE, que se celebrará en Santander el próximo mes de junio, del 20 al 22. La portada es una imagen de uno de ellos, sobre refuerzo externo a cortante mediante aleaciones con memoria



Figura 1. Acto de presentación del número especial sobre intervención en estructuras existentes dedicado a Luis Ortega. (a) Inscripción de asistentes; (b) Miguel Ángel Astiz presenta su Semblanza de Luis Ortega (c) Jesús Rodríguez, organizador del acto y editor del número especial, interviene en la apertura, presidida por el director de la ETSI Caminos, C. y P. de la UPM, Javier Martín Carrasco.

de forma, cuyo primer autor es Toni Cladera, de la Universidad de las Islas Baleares, que se ha seleccionado como artículo central de este número.

También publicamos el primer artículo de un convenio de intercambio con la revista *Structural Concrete*, promovido por David Fernández Ordóñez, Secretario General de la *fib*. El artículo explica los resultados de una competición a ciegas para simular el fallo a cortante de una viga de hormigón estructural reforzado con fibras, y el primer autor es Joaquim Barros, de la Universidad de Miño, Portugal. Siguen dos artículos independientes del Congreso, uno procedente de la Universidad Tecnológica de la Habana José Antonio Echeverría sobre interacción dinámica suelo-estructura cuya primera autora es Zenayda Corratgé, y el otro de la Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires sobre la intervención en un teatro, con María Peralta de primera autora. A continuación vienen el resto de los artículos seleccionados del Congreso para este número, de las Universidades de Sevilla, Castilla-La Mancha y Politécnica de Madrid.

Quiero también informar de la preparación de tres números especiales. El primero, dedicado a la nueva edición del Eurocódigo 2, está siendo editado por Jesús Rodríguez en su calidad de Coordinador del Comité UNE CTN140/SC2 —que agrupa a los expertos españoles que están cooperando en el desarrollo del nuevo EC2—. Hay ya comprometidos 19 artículos, fundamentalmente de miembros de dicho comité junto a otros expertos europeos del CEN TC250/SC2. El segundo especial lo está editando David Fernández Montes, de la UPM, y se dedica al fallo por cortante. Hay 11 artículos apalabrados, de autores nacionales e internacionales, pero siguen admitiéndose nuevas colaboraciones. El tercer especial está dedicado al legado de Jörg Schlaich a la ingeniería estructural española, y el editor asociado es Juanjo Jorquera, de la Universidad Politécnica de Cartagena. Hay 9 artículos comprometidos por ahora, y siguen admitiéndose contribuciones. Finalmente, me agrada mucho comunicar que José Simón-Talero, José María de Villar y Andrés del Valle están preparando un artículo central en memoria de José Antonio Torroja.

Gonzalo Ruiz

DIRECTOR DE HORMIGÓN Y ACERO



Figura 2. (a) Primera mesa redonda, sobre intervenciones en estructuras, moderada por Jorge Perelli; (b) segunda mesa redonda, sobre intervenciones en puentes, moderada por Gonzalo Arias.

Refuerzo externo a cortante en vigas de hormigón mediante aleaciones con memoria de forma en base hierro: de la prueba de concepto a la escala real

Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Through the Use of Iron-Based Shape Memory Alloys: From the Proof-of-Concept to the Real Scale

Antoni Cladera^a, Luis Montoya-Coronado^b, Joaquín Ruiz-Pinilla^c, Carlos Ribas^d

^a Catedrático, Dept. de Ingeniería Industrial y Construcción, Universitat de les Illes Balears, Palma (Mallorca), España

^b Investigador postdoctoral, Dept. de Ingeniería Industrial y Construcción, Universitat de les Illes Balears, Palma (Mallorca), España

^c Prof. Contratado Doctor, Dept. de Ingeniería Industrial y Construcción, Universitat de les Illes Balears, Palma (Mallorca), España

^d Prof. Titular, Dept. de Ingeniería Industrial y Construcción, Universitat de les Illes Balears, Palma (Mallorca), España

Recibido el 11 de junio de 2019; aceptado el 14 de diciembre de 2020

RESUMEN

Las barras corrugadas y los flejes de aleación con memoria de forma en base hierro (Fe-SMA, de su denominación en inglés) son ya una realidad en el mercado europeo de la construcción y, de hecho, ya son múltiples los proyectos reales en los que estos elementos se han utilizado para el refuerzo estructural. En este artículo se presentará la tecnología desarrollada por los autores para el refuerzo externo a cortante mediante la utilización de flejes de Fe-SMA a través de dos campañas experimentales: la primera de ellas llevada a cabo como prueba de concepto en vigas de hormigón a pequeña escala, y la segunda en vigas a escala real con sección en T, comentándose las dificultades encontradas y los resultados obtenidos.

2022 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Licencia de uso *Creative Commons* (CC BY-NC-ND 3.0).

PALABRAS CLAVE: Hormigón armado; vigas; refuerzo; cortante; SMA; experimentación.

ABSTRACT

Iron based shape memory alloy (Fe-SMA) rebars and strips are already a reality in the European construction market and, in fact, there are already many real projects where these elements have been used for strengthening. In this paper, the technology for external shear strengthening using Fe-SMA strips will be presented through two experimental campaigns: the first one carried out as proof-of-concept in small-scale RC beams, and the second one in real-scale beams with T-cross section. The difficulties encountered and the results obtained will be commented.

2022 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. Creative Commons License (CC BY-NC-ND 3.0).

KEYWORDS: Reinforced concrete; beams; strengthening; shear; SMA; experimentation.

1. INTRODUCCIÓN

Las aleaciones con memoria de forma (SMA de sus siglas en inglés) son todavía bastante desconocidas en el sector de la construcción, pese a lo cual se han introducido durante los últimos años en diversos proyectos reales, principalmente en re-

habilitación [1,2] pero también en algunos proyectos de obra nueva [3], gracias a sus excepcionales propiedades [4]. Entre ellas, destaca su capacidad de alcanzar grandes deformaciones y regresar a una forma definida previamente al descargar o al calentarlas [5], ya sea mediante una aportación directa de calor o mediante la creación de un circuito eléctrico gracias al

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / email: antoni.cladera@uib.es (Antoni Cladera).

efecto Joule. Estas características diferenciadoras de las SMA hacen de ellas materiales únicos capaces de ser utilizados en estructuras que respondan y se adapten a los cambios del entorno. Sin embargo, la propiedad más característica de estos materiales es que la respuesta al estímulo es pronunciada y abrupta, al contrario de lo que pasa con la mayoría de los materiales convencionales, que presentan respuestas proporcionales al estímulo. Además, esta respuesta solo se da para ciertos valores concretos del estímulo, permitiendo largos periodos de inactividad.

La rotura por cortante de un elemento de hormigón es una rotura frágil, que en caso de producirse, podría impedir la creación de roturas plásticas y la rotura del elemento a flexión tras la plastificación de la armadura a flexión. Por este motivo, es frecuente recurrir a refuerzos externos por cortante cuando se evalúa que la resistencia a cortante puede ser crítica, con frecuencia ante el aumento de las cargas o por disminución de la armadura resistente a cortante por problemas de durabilidad. En cualquier caso, la mayor parte de los procedimientos más habituales de refuerzo externo a cortante son de tipo pasivo, es decir, el material de refuerzo externo inicia su colaboración estructural tras un incremento de las cargas aplicadas en la estructura. Este sería el caso, entre otros, de diferentes técnicas de refuerzo con polímeros reforzados con fibras (FRP) [6,7] o, por ejemplo, la utilización externa de flejes de acero o encamisados incluyendo armadura a cortante [8].

En este artículo se presentarán y compararán las características más relevantes del proceso de refuerzo seguido en dos campañas experimentales de refuerzo activo a cortante mediante la utilización de aleaciones con memoria de forma en base hierro, así como los resultados en ambas campañas. La primera de ellas se llevó a cabo a nivel de prueba de concepto, e implicó el ensayo de 10 vigas-probetas de hormigón de pequeño tamaño [9]. La segunda campaña experimental consistió en la realización de 8 ensayos en 4 vigas a escala real [10].

2. LAS ALEACIONES CON MEMORIA DE FORMA EN BASE HIERRO

En la bibliografía técnica se pueden encontrar múltiples estados del conocimiento relativos a la aplicación de las SMA a estructuras de ingeniería civil, entre otros los publicados en las referencias [4,11,12]. Por ello, en este apartado solo se mencionarán los aspectos esenciales relacionados con la aleación con memoria de forma utilizada y teniendo en cuenta su aplicación como refuerzo externo a cortante.

La figura 1 presenta de forma esquemática el procedimiento para utilizar las Fe-SMA como pretensado, ya sea longitudinal o transversal, como en el caso del refuerzo a cortante. En primer lugar es necesario producir martensita a nivel atómico, produciendo la transformación martensítica directa, mediante un pre-estiramiento (curva negra en la figura 1.a). Este pre-estiramiento, hasta una deformación de entre el 2 y el 4%, puede haber sido realizado directamente por el proveedor, como es el caso en los flejes utilizados en la segunda campaña experimental descrita en este artículo. Tras la descarga, el material está preparado para su disposi-

ción en el elemento estructural, en este caso rodeando la viga, para lo que se debe anclar adecuadamente. Una vez anclado correctamente, es preciso activar el material: esto se consigue incrementando su temperatura para que se produzca la transformación martensítica inversa, transformando la martensita en austenita, por lo que la Fe-SMA querrá recuperar su forma previa al estiramiento, acortándose. Al estar la deformación impedida, se generarán tensiones de recuperación (curva roja en la figura 1). Estas tensiones de recuperación se mantienen tras el posterior enfriamiento. En este punto, el proceso de refuerzo ha finalizado (salvo la posible ejecución de alguna protección ante la corrosión o incendio, por ejemplo mediante hormigón gunitado). Frente a cualquier incremento posterior de carga, el material podrá incrementar su tensión y deformación (curva azul en la figura 1a).

La curva tensión-deformación del material es no lineal, y esta será diferente en función del estado del material (sin pre-estiramiento, pre-estirado, activado, etc.), por lo que será esencial llevar a cabo la caracterización del material. Se puede consultar más información en [9,13,14].

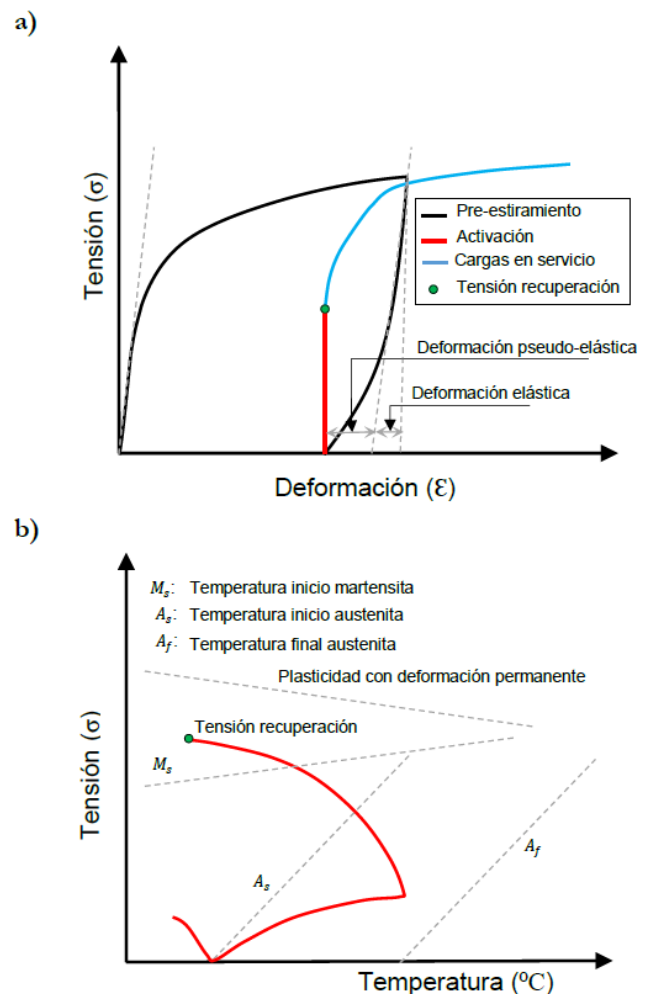


Figura 1. Ilustración del comportamiento de una Fe-SMA. a) Curva tensión-deformación incluyendo preestiramiento (negro), tensión de recuperación (rojo) y carga (azul). b) Ilustración de la activación (generación tensiones de recuperación).

3.

DESCRIPCIÓN DE LAS CAMPAÑAS EXPERIMENTALES

La [tabla 1](#) presenta las características principales de los 18 ensayos efectuados.



Figura 2. Colocación del refuerzo externo en sección rectangular, utilizando tensor de flejes. Campaña 1.

Las vigas de la campaña experimental 1 eran de pequeña escala (canto de 150 mm; luz a cortante de 340 mm, longitud total 900 mm) y de sección rectangular. Por el contrario, las vigas de la campaña experimental 2 se construyeron a escala real (canto de 550 mm; luz a cortante de 1477.5 mm, longitud total 5800 mm) y con sección en T. Cabe destacar que el diseño corresponde al previamente utilizado por otros autores en una campaña de refuerzo con láminas de FRP [7].



Figura 3. Colocación refuerzo externo. Sección en T.

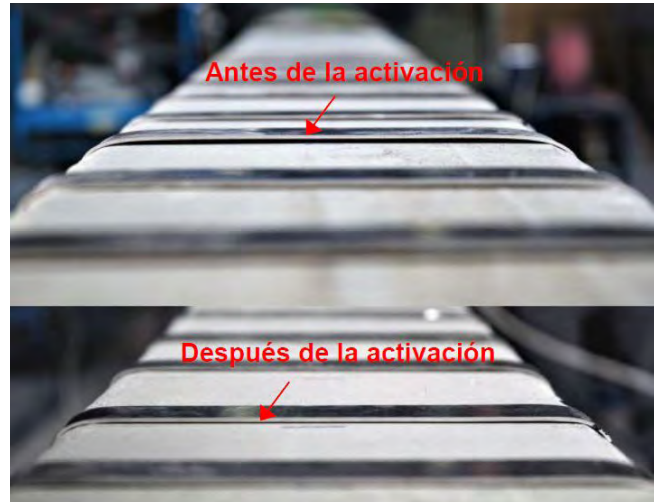


Figura 4. Espacio entre el fleje y el paramento del hormigón antes y después de la activación.

TABLA 1.
Descripción de las campañas experimentales

Campaña	Ensayo	b [mm]	b _w [mm]	h [mm]	a/d	f _{cm} [MPa]	Separación nominal flejes [mm]	Ancho x espesor flejes [mm]	Estado Fe-SMA	V _{test} [kN]	δ _{test} at V _{test} [mm]
1: Prueba de concepto	R1	80	80	150	2.68	30.1	-	-	-	17.95	3.24
	R2	80	80	150	2.68	30.1	-	-	-	15.82	1.53
	SP1	80	80	150	2.68	30.1	90	25 x 0.5	No activado	29.51	7.88
	SP2	80	80	150	2.68	30.1	90	25 x 0.5	No activado	31.01	9.34
	SA1	80	80	150	2.68	30.1	90	25 x 0.5	Activado	31.69	6.52
	SA2	80	80	150	2.68	30.1	90	25 x 0.5	Activado	31.64	5.83
	SPn1	80	80	150	2.68	30.5	90	12.5 x 0.5	No activado	25.18	7.05
	SAn1	80	80	150	2.68	30.5	90	12.5 x 0.5	Activado	27.55	4.14
	Cr1-SPn1	80	80	150	2.68	31.0	90	12.5 x 0.5	No activado	29.75	6.65
Cr2-SAn1	80	80	150	2.68	31.0	90	12.5 x 0.5	Activado	29.15	4.69	
2: Escala real	1-1-R	600	200	550	3.02	33.1	-	-	-	227.9	15.4
	1-2-R	600	200	550	3.02	33.1	-	-	-	299.1	18.2
	2-1-A-5	600	200	550	3.02	33.4	240	60 x 1.5	Activado	329.3	20.4
	2-2-A-5	600	200	550	3.02	33.4	240	60 x 1.5	Activado	339.8	18.2
	3-1-A-10	600	200	550	3.02	33.5	120	30 x 1.5	Activado	363.4	20.1
	3-2-A-10	600	200	550	3.02	33.5	120	30 x 1.5	Activado	353.2	21.1
	4-1-P-10	600	200	550	3.02	33.5	120	30 x 1.5	No activado	358.9	19.2
	4-2-P-10	600	200	550	3.02	33.5	120	30 x 1.5	No activado	329.0	18.1

El cambio de tipo de sección obligó a cambiar el procedimiento de montaje. En las pequeñas vigas rectangulares se optó por utilizar flejes que envolvieran completamente la sección transversal (figura 2), resultando en un sistema auto-anclado, pudiéndose utilizar, además, un tensor de flejes manual para minimizar el error de montaje. En cambio, en las vigas con sección en T, se optó por utilizar los flejes disponiéndolos en forma de U, sin atravesar la capa de compresión, y anclando los flejes a cada lado del alma mediante anclajes mecánicos (figura 3). La pequeña separación entre los flejes y el paramento de hormigón existente tras la instalación de los flejes en U (el error de montaje) prácticamente desaparecía durante el proceso de activación, gracias a la recuperación de la forma (figura 4).

Otra diferencia importante entre las vigas de ambas campañas es que los elementos de la campaña 1 (ver tabla 1) no tenían armadura a cortante en su interior, mientras que las vigas de la campaña 2 tenían, en las zonas críticas a cortante, cercos $\phi 6$ cada 240 mm.

3.1. Caracterización de los materiales

Previamente a la realización de los ensayos se llevó a cabo una completa caracterización de los materiales utilizados en ambas campañas experimentales. La información más importante se presenta a continuación.

La resistencia a compresión objetivo en ambas campañas experimentales era de 30 MPa, para simular un hormigón no excesivamente resistente de un elemento fabricado con condicionantes menos rígidos que los incluidos en la normativa actual. La resistencia media a compresión para cada viga, estimada para el día del ensayo, se ha presentado en la tabla 1.

En el caso de los elementos de la campaña 1, la armadura longitudinal estaba formada únicamente por 1 ϕ 16. El valor medio del límite elástico de estas barras fue $f_y = 550$ MPa y la resistencia última $f_u = 649$ MPa.

En el caso de las vigas de la campaña 2, se utilizaron 4 ϕ 16 + 4 ϕ 20 como armadura longitudinal. El valor medio del límite elástico fue de 525 MPa y 519 MPa, para las barras de ambos diámetros, y la resistencia última, 639 MPa y 623 MPa.

Las características de los flejes de Fe-SMA utilizadas en ambas campañas son muy similares, pese a la diferencia de espesor. En la referencia [13] se presenta una caracterización muy detallada de los flejes de espesor 0.5 mm y de 1.5 mm. A modo de resumen, la figura 5 muestra la curva tensión-deformación del material original y tras la activación de una muestra real de 0.5 mm (figura 5a), así como la generación real de tensiones de recuperación, en el entorno de 350 MPa. El límite elástico, entendido como la tensión para una deformación permanente del 0.2%, fue de 475 MPa y 470 MPa para los flejes de 0.5 y 1.5 mm, respectivamente, y la tensión de rotura 950 y 940 MPa

4. RESULTADOS

La tabla 1 y la figura 6 resumen los resultados más importantes obtenidos en relación al cortante máximo experimental (V_{test}) y la flecha máxima bajo el punto de aplicación de la carga (δ_{test}). Se observa que, en Estado Límite Último, las vigas

reforzadas resisten esfuerzos cortantes más elevados en todos los casos, pero con notables diferencias.

En el caso de las vigas de la primera campaña, las vigas reforzadas con flejes de 25 mm (figura 6a) fallaron a flexión, mientras que las vigas de referencia, o las vigas reforzadas con flejes de 12.5 mm fallaron a cortante.

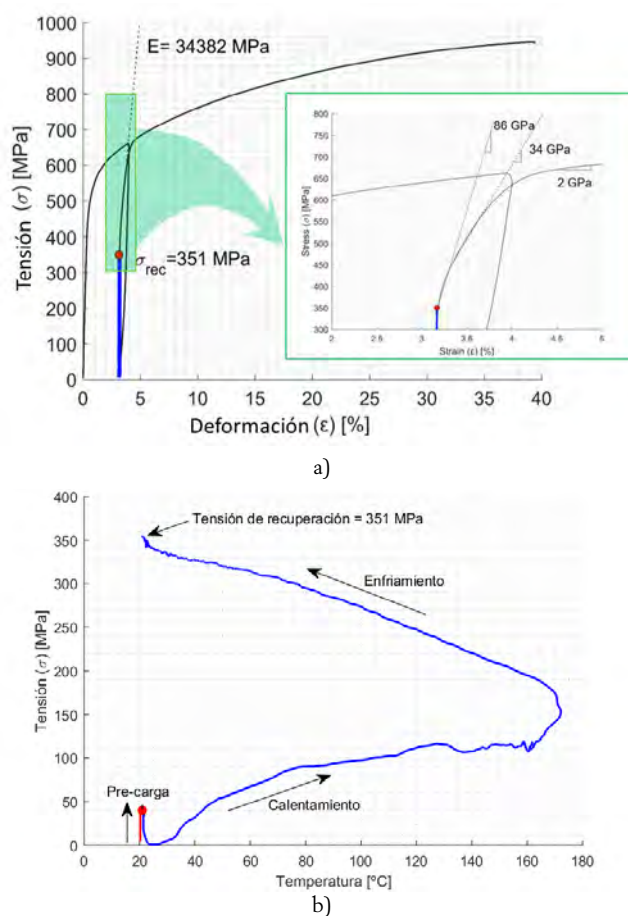


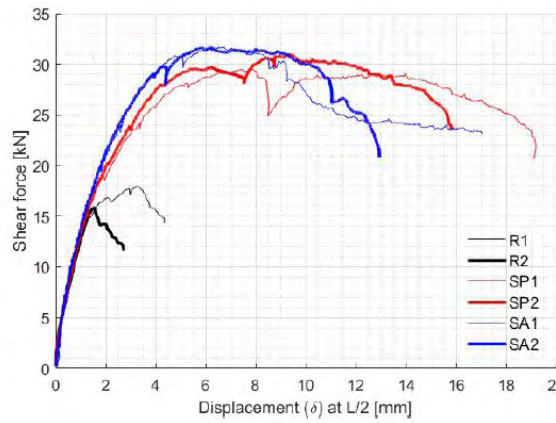
Figura 5.

- Curva tensión-deformación incluyendo pre-estiramiento, tensión de recuperación (azul) y carga posterior.
- Generación de tensiones de recuperación (activación) [9].

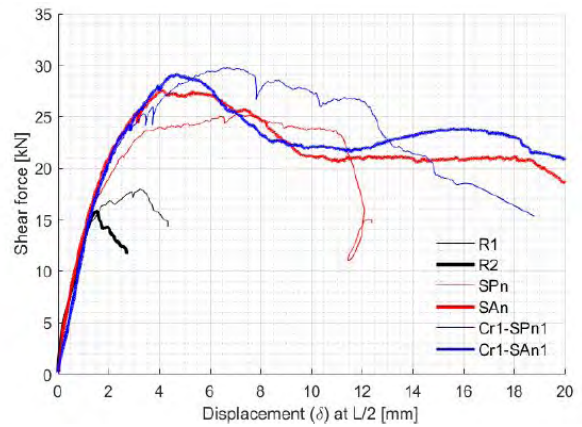
En la figura 6d los ensayos se han agrupado por ensayos equivalentes. En la mayor parte de los casos se tratan de ensayos idénticos, excepto en el caso de las vigas con flejes de 12.5 mm, en que una de las vigas estaba prefisurada (Cr1 o Cr2), y su viga gemela no había sido prefisurada. Se observa que en el caso de la primera campaña experimental, el incremento de carga última de las vigas reforzadas está en el entorno de entre el 60% y algo más del 80%, resistiendo, en valor medio, más las vigas con los flejes activados.

En el caso de las vigas de la segunda campaña (figuras 6c y 6d), el aumento de cortante de rotura se sitúa entre el 27 y 36%, aproximadamente, de lo que resistieron las vigas de referencia. Se trata de un incremento moderado causado, a juicio de los autores, por problemas de anclaje de los flejes en el alma.

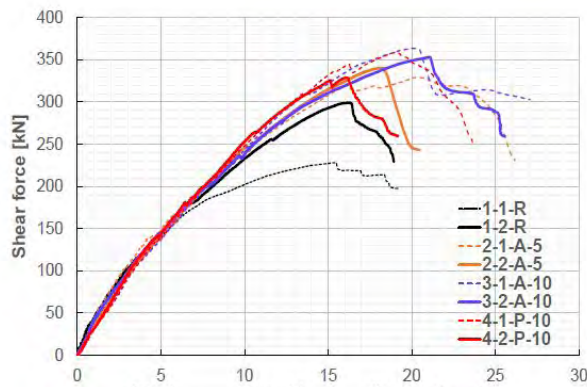
En todo caso, la diferencia principal de comportamiento por el efecto de las tensiones de recuperación se debe buscar en la fisuración de las vigas, y por tanto, está relacionada con el



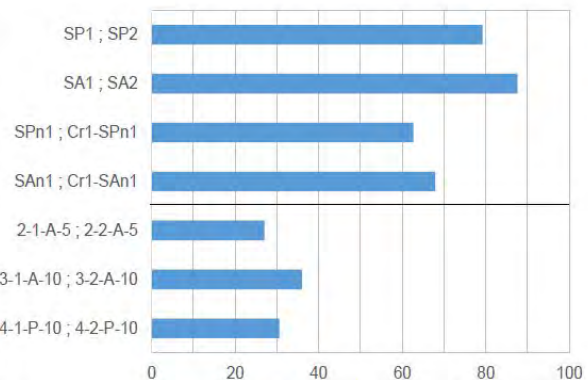
a. Campaña 1: vigas referencia y con flejes de 25 mm.



b. Campaña 2: vigas referencia y con flejes de 12.5 mm.



c. Campaña 2: todas las vigas.



d. Incremento respecto vigas de referencia.

Figura 6. Curvas esfuerzo cortante-flecha e incrementos de carga última a rotura.

estado límite de servicio. La [figura 7](#) presenta, a modo de ejemplo, la fisuración en rotura de dos vigas de la primera campaña experimental. Las vigas son idénticas, pero en la representada en la [figura 7a](#) (SP1) los flejes se comportan de forma pasiva, al no haber sido previamente activados. En contra, en la viga de la [figura 7b](#) (SA1), los flejes han sido activados antes de la aplicación de la carga. Se observa claramente que las fisuras a cortante que aparece en ambos vanos de la viga SP1, entre el soporte y el punto de aplicación de la carga, no se ha producido en el caso de la viga SA1 con flejes activos.

En el caso de todas las demás vigas que fallaron por cortante de la primera campaña experimental, se observó un retraso en la aparición de la fisuración por cortante para las vigas con flejes activados.

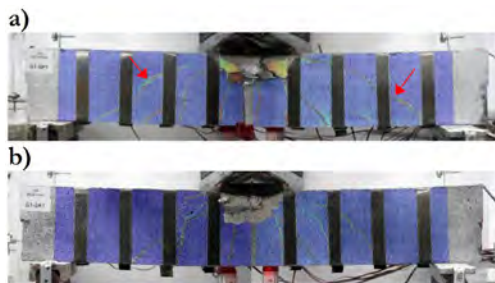


Figura 7. Fisuración de las vigas justo después de la carga máxima. a) Viga SP1: flejes de 25 mm sin activación. b) Viga SA1: flejes de 25 mm activados.

TABLA 2. Cortante para abertura de fisura de 0.3 mm en campaña experimental 2.

Ensayo	$V_{\omega = 0.3 \text{ mm}}$ [kN]	Media	
		$V_{\omega = 0.3 \text{ mm}}$ [kN]	$\Delta V_{\omega = 0.3 \text{ mm}}$ [%]
1-1-R	123	123	-
1-2-R	123		
2-1-A-5	140	164	33
2-2-A-5	187		
3-1-A-10	142	152	24
3-2-A-10	162		
4-1-P-10	138	138	12
4-2-P-10	139		

En la campaña experimental 2 se midió, mediante la utilización de transductores de desplazamiento tipo Encoder, la deformación diagonal a tracción y compresión en la zona de la fisura crítica del alma. Si bien no se trata de una medida exacta, la medida del transductor a tracción puede asimilarse a la apertura de fisura. A partir de estas lecturas, en la [tabla 2](#) se presenta el valor del cortante para el que la deformación por tracción en el alma es igual a 0.3 mm. Se observa que el valor medio del cortante se incrementa entre un 24 y un 33% para el caso de vigas con flejes activados, mientras que el incremento

es más modesto (12%) en el caso de flejes sin activar (refuerzo pasivo).

5. DISCUSIÓN

El refuerzo activo exterior a cortante mediante la utilización de flejes de Fe-SMA es una tecnología muy novedosa de la que se disponen, a día de hoy, muy pocos resultados publicados en revistas científicas, por este motivo, cualquier discusión debe ser entendida con cautela.

En las dos campañas experimentales llevadas a cabo, se ha mostrado un incremento del esfuerzo de rotura por cortante y un mejor comportamiento en cuanto a la aparición de fisuras, lo que coincide con los resultados muy recientemente publicados sobre una campaña experimental que utiliza barras corrugadas de la misma aleación para el refuerzo externo a cortante [15]. Sin embargo, el resultado para las vigas a escala real no ha sido tan satisfactorio como se esperaba.

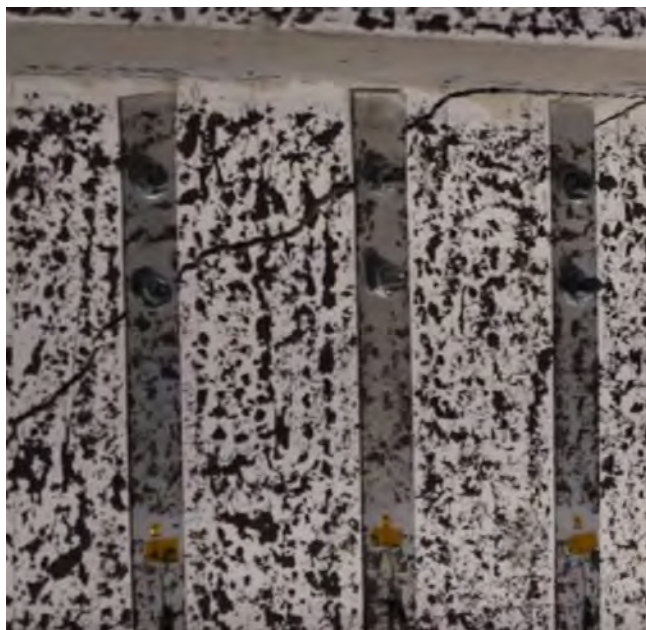


Figura 8. Detalle de fisura que se propaga produciendo el fallo de los anclajes mecánicos en el alma.

A falta de un mayor número de resultados experimentales, la diferencia de nivel de refuerzo obtenido entre las dos campañas experimentales podría deberse más al cambio de la sección transversal del elemento, de sección rectangular a sección en T, lo que implicó un cambio en el sistema de anclaje, que a algún tipo de fenómeno relacionado con la escala.

Al inicio de la campaña experimental se tomó la decisión de reforzar las vigas intentando evitar la perforación del ala comprimida, lo que obligó a utilizar refuerzos externos en forma de U, anclados en el alma, tal y como se ha propuesto en muchísimos trabajos para refuerzos externos con FRP. Sin embargo, tras el transcurso de los ensayos se llegó a la conclusión de que la decisión no fue probablemente la óptima por dos motivos:

- Los anclajes mecánicos se fijaban en el alma, sometida a tracciones diagonales, debilitándola en cierto modo. De

esta forma, las fisuras a cortante invariablemente se dirigían a las fijaciones mecánicas, tal y como se aprecia en la figura 8, produciendo el fallo de los anclajes mecánicos y, por tanto, impidiendo el trabajo correcto de los flejes.

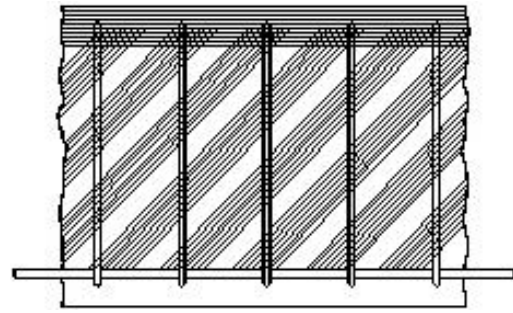


Figura 9. Modelo de celosía de Mörsch.

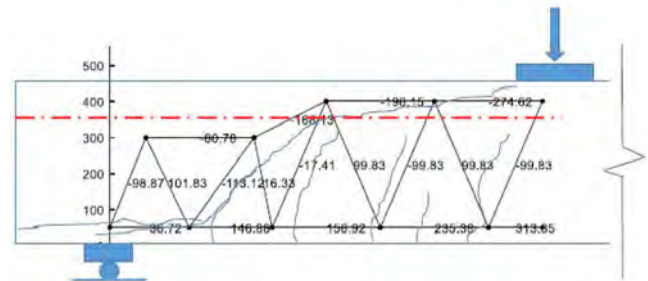


Figura 10. Modelo de celosía optimizado considerando la fisuración real de un ensayo [16].

- En cualquier modelo de resistencia a cortante, desde el antiguo modelo de Mörsch representado en la figura 9, hasta un modelo de celosía optimizado considerando la fisuración real durante un ensayo, figura 10, se necesita que la tracción del alma se transmita desde la armadura longitudinal a tracción al cordón comprimido (que podría tener altura variable), siempre y cuando el cortante no se resista exclusivamente mediante el efecto arco. En cualquier caso, el efecto arco se puede obviar, en general, para relaciones a/d mayores a 2.5, excepto en la zona más próxima al apoyo (zona de discontinuidad), tal y como se observa en la figura 10. El hecho de que los flejes externos se anclasen por debajo de la cabeza comprimida impidió el correcto “cierre” de la celosía a cortante, por lo que la resistencia de la viga estaba condicionada por la resistencia de la zona superior del alma, por encima del anclaje y por debajo del cordón comprimido.

La combinación de los dos fenómenos anteriores podría haber afectado de forma significativa a la resistencia de las vigas ensayadas, por lo que se propone como futuros trabajos, el ensayo de vigas con sección en T utilizando flejes que envuelvan el alma de la viga, perforando la cabeza comprimida.

6. MODELIZACIÓN NUMÉRICA

6.1. Curva tensión-deformación

Tal y como se ha representado de forma esquemática en la figura 1, una vez el refuerzo externo ha sido instalado y acti-

vado, la curva tensión-deformación tendrá un carácter fuertemente no lineal para valores crecientes de carga (curva azul en la figura 1). En el origen de la curva tensión-deformación, un valor nulo de deformaciones relativas corresponde a la llamada tensión de recuperación, como se aprecia en la figura 11 en el eje de referencia principal σ - ϵ . Este comportamiento puede ser modelado a través de la adaptación de la formulación de Ramberg-Osgood y sus extensiones [17–20]. La curva presentada en la figura 11 ha sido la utilizada para llevar a cabo el modelo de elementos finitos de las vigas. Nótese que la curva se define en dos tramos, en función del preestiramiento inicial llevado a cabo para generar la martensita (curva en negro en la figura 1, y en gris claro en la figura 11). En la referencia [14] se presentan detalladamente las ecuaciones.

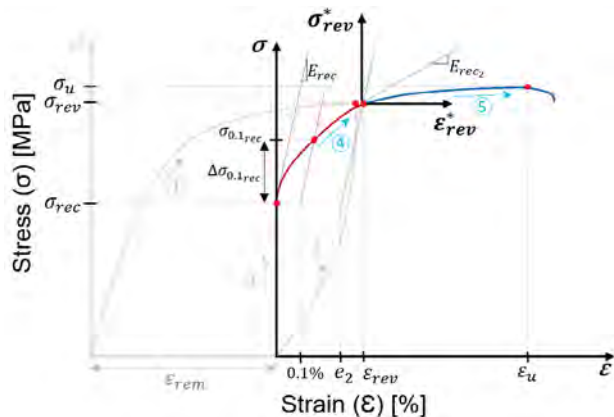


Figura 11. Curva de comportamiento tensión-deformación del Fe-SMA tras la activación.

6.2. Modelo de elementos finitos

Se ha realizado la modelización numérica de las vigas mediante elementos finitos en ATENA 2D [21]. Los modelos consideran las leyes constitutivas no lineales del hormigón, del armado y del Fe-SMA tanto activado como no activado propuestas en [14]. El software combina modelos de tracción [22] y de compresión [23] dependiendo del daño progresivo y las deformaciones plásticas alcanzadas, modelizando la fractura mediante fisuras distribuidas en bandas [24]. Además, ha tenido en cuenta las condiciones de adherencia entre el hormigón y el armado interior según [25]. Para el armado pasivo se ha utilizado una ley bilineal con endurecimiento, y para el Fe-SMA se han usado las curvas representadas en la figura 11. Las vigas no reforzadas se han considerado como vigas de referencia para la calibración de los parámetros del hormigón armado, variando el tamaño de la malla y los parámetros de plasticidad hasta obtener una aproximación razonable con la experimentación. Puede consultarse más información en [14] para el caso de las vigas de la primera campaña experimental.

En la campaña experimental se realizaron dos ensayos para cada tipo de viga, de modo que para cada modelo numérico hay dos ensayos experimentales con los que contrastar los resultados. En la tabla 3 se muestran los resultados medios obtenidos, que presentan una buena aproximación. Destaca que los resultados con más dispersión se dan en las vigas de referencia, mientras que para las vigas reforzadas ex-

ternamente externamente, el error es siempre inferior al 9%. Además, los patrones de fisuración de las vigas ensayadas y los predichos mediante el modelo numérico son muy similares, como se presenta en la figura 12 para algunas vigas seleccionadas.

TABLA 3. Comparación entre resistencias a cortante experimentales y obtenidas por el modelo numérico.

	Máximo cortante soportado [kN]		
	Experimental	MEF	MEF/EXP
1. Vigas sección rectangular			
R1	17.95	15.45	0.86
R2	15.82		0.98
SP1	29.51	31.92	1.08
SP2	31.01		1.03
SA1	31.69	32.91	1.04
SA2	31.64		1.04
2. Vigas sección en T			
1-1-R	227.91	276.60	1.21
1-2-R	229.10		0.92
3-1-A	363.38	357.20	0.98
3-2-A	353.21		1.01
4-1-P	358.89	360.20	1.00
4-2-P	328.96		1.09
		Promedio	1.02
		Desviación estándar	0.09

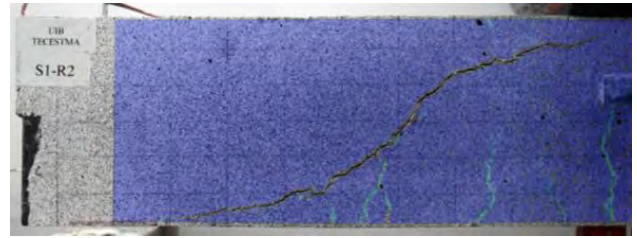
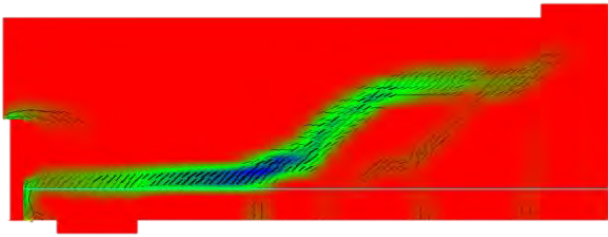
En la figura 12d se aprecia también la elevada concentración de daño en la zona comprendida entre la zona del anclaje de los flejes (estos se representan como líneas de trazo discontinuo vertical en la figura del modelo numérico) y las alas, tal y como se había discutido en la sección 5 fruto de las observaciones llevadas a cabo en el laboratorio.

7.

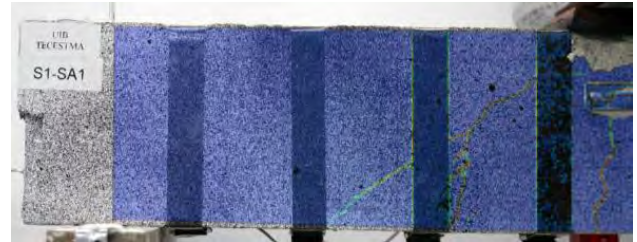
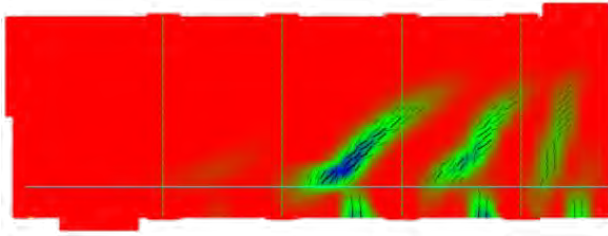
CONCLUSIONES

En este artículo se han presentado dos campañas experimentales de refuerzo activo a cortante en vigas de hormigón armado, la primera de ellas a pequeña escala y la segunda a escala real.

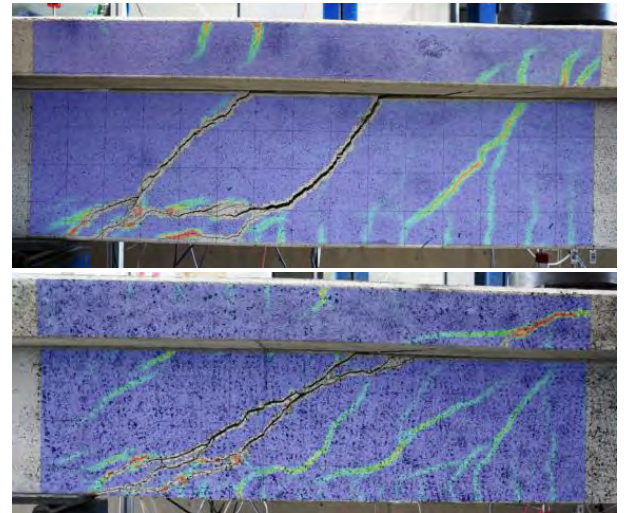
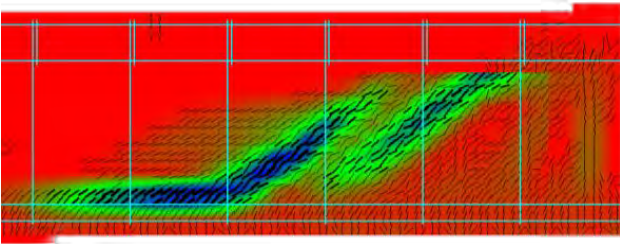
Al tratarse de una tecnología muy novedosa, es necesario ser cauteloso con las conclusiones y es preciso continuar con el trabajo de investigación. En cualquier caso, en ambas campañas se ha observado un mejor comportamiento en condiciones de servicio y un aumento de la carga última resistida. Sin embargo, el comportamiento de las vigas a escala real y con sección en T, reforzadas con Fe-SMA, ha sido menos satisfactorio que el de las vigas a pequeña escala con sección rectangular. A falta de ratificación experimental, el motivo puede ser explicado por el refuerzo en forma de U utilizado en el caso de las vigas con sección en T, que no “cerraba” la celosía a cortante, y que no conseguía un perfecto anclaje de la armadura de refuerzo al dirigirse las fisuras de cortante a la ubicación de los anclajes. Se recomienda disponer, en el futuro, los anclajes mecánicos



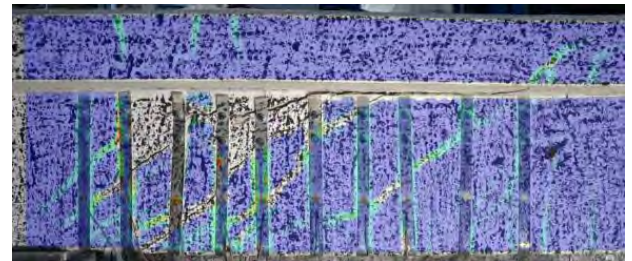
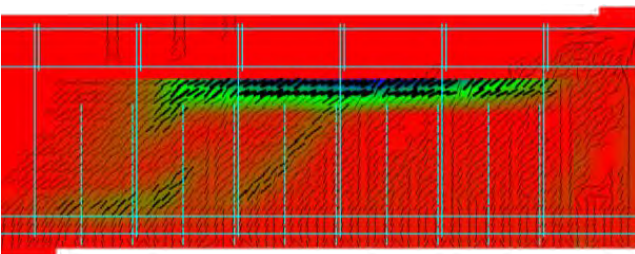
a) Viga de referencia campaña 1: R2



b) Viga campaña 1 con flejes activados: SA1



c) Vigas de referencia campaña 2: 1-1-R (superior) y 1-2-R (inferior)



d) Viga campaña 2 con flejes activados: 3-1-A

Figura 12. Patrón de fisuración de vigas de sección rectangular. Los colores representan las deformaciones máximas en el hormigón. A la izquierda los modelos numéricos. A la derecha DIC.

de los flejes en la parte superior de la cabeza comprimida, de forma que el refuerzo envuelva totalmente el alma de la viga, como es el caso de la primera campaña experimental presentada, evitando la concentración del daño en la zona superior del alma, como se observó durante los ensayos y a través del modelo de elementos finitos presentado.

Agradecimientos

Esta investigación ha sido posible gracias a tres proyectos de investigación. Los ensayos a escala real se han realizado con la Beca Leonardo a Investigadores y Creadores Culturales 2018 de la Fundación BBVA. La Fundación no se responsabiliza de

las opiniones, comentarios y contenidos incluidos en el proyecto y/o los resultados obtenidos del mismo, los cuales son total y absoluta responsabilidad de sus autores. Los ensayos a pequeña escala se realizaron en el marco del proyecto Horvital -sp2 (BIA2015-64672-C4-3-R) cofinanciado por la Agencia Estatal de Investigación y Fondos FEDER (UE), mientras que el análisis de resultados conjuntos forma parte del proyecto RTI2018-099091-B-C22 (AEI / FEDER, UE). Los autores, además, desean agradecer a *re-fer AG Strengthening Solution Company* por el suministro de los flejes de SMA y a la empresa Labartec, y en especial a Victoriano García, por habernos permitir ejecutar los ensayos a escala real en su laboratorio, gracias a un convenio con la UIB. Los flejes fueron cortados mediante chorro de agua por Raúl Sánchez Torres, técnico de los servicios científico-técnicos de la UIB, al que queremos agradecer su contribución.

Referencias

- [1] Schranz, B., Michels, J., Shahverdi, M., Czaderski, C. (2019) Strengthening of concrete structures with iron-based shape memory alloy elements: Case studies, in: *SMAR 2019 - Fifth Conf. Smart Monit. Assess. Rehabil. Civ. Struct.*, Zurich, Switzerland.
- [2] Mercier, J., Basile, B., Hallopeau, X., Michels, J., Tourneur, C. (2019) Structural concrete strengthening with Fe-SMA strips: case study with specific control after activation, in: *SMAR 2019 - Fifth Conf. Smart Monit. Assess. Rehabil. Civ. Struct.*, Zurich, Switzerland.
- [3] Varela, S., Saiid Saiidi, M. (2016) A bridge column with superelastic NiTi SMA and replaceable rubber hinge for earthquake damage mitigation, *Smart Mater. Struct.* 25 (2016) 075012. doi:10.1088/0964-1726/25/7/075012.
- [4] Mas, B., Cladera, A., Ribas, C. (2016) Fundamentos y aplicaciones piloto de las aleaciones con memoria de forma para su utilización en ingeniería estructural, *Hormigón y Acero*. 67 (2016) 309–323. doi:10.1016/j.hya.2016.02.007.
- [5] Otsuka, K., Wayman, C.M. (1998) *Shape Memory Materials*, Cambridge University Press, United Kingdom.
- [6] Foster, R.M., Brindley, M., Lees, J.M., Ibell, T.J., Morley, C.T., Darby, A.P., Evernden, M.C. (2017) Experimental Investigation of Reinforced Concrete T-Beams Strengthened in Shear with Externally Bonded CFRP Sheets, *J. Compos. Constr.* 21 04016086. doi:10.1061/(ASCE) CC.1943-5614.0000743.
- [7] Mari, A., Oller, E., Pujol, M. (2019) Contribution of externally bonded FRP shear reinforcement to the shear strength of RC beams, *Compos. Part B Eng.* 164 (2019) 235–248. doi:10.1016/j.compositesb.2018.11.065.
- [8] Adhikary, B.B., Mutsuyoshi, H. (2006) Shear strengthening of reinforced concrete beams using various techniques, *Constr. Build. Mater.* 20 (2006) 366–373. doi:10.1016/j.conbuildmat.2005.01.024.
- [9] Montoya-Coronado, L.A., Ruiz-Pinilla, J.G., Ribas, C., Cladera, A. (2019) Experimental study on shear strengthening of shear critical RC beams using iron-based shape memory alloy strips, *Eng. Struct.* 200 (2019) 109680. doi:10.1016/j.engstruct.2019.109680.
- [10] Cladera, A., Montoya-Coronado, L.A., Ruiz-Pinilla, J.G., Ribas, C. (2020) Shear strengthening of slender reinforced concrete T-shaped beams using iron-based shape memory alloy strips, *Eng. Struct.* 221 (2020). doi:10.1016/j.engstruct.2020.111018.
- [11] Janke, L., Czaderski, C., Motavalli, M., Ruth, J. (2005) Applications of shape memory alloys in civil engineering structures - Overview, limits and new ideas, *Mater. Struct. Constr.* 38 (2005) 578–592. doi:10.1617/14323.
- [12] Cladera, A., Weber, B., Leinenbach, C., Czaderski, C., Shahverdi, M., Motavalli, M. (2014) Iron-based shape memory alloys for civil engineering structures: An overview, *Constr. Build. Mater.* 63 (2014) 281–293. doi:10.1016/j.conbuildmat.2014.04.032.
- [13] Shahverdi, M., Michels, J., Czaderski, C., Motavalli, M. (2018) Iron-based shape memory alloy strips for strengthening RC members: Material behavior and characterization, *Constr. Build. Mater.* 173 (2018) 586–599. doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.04.057.
- [14] Ruiz-Pinilla, J.G., Montoya-Coronado, L.A., Ribas, C., Cladera, A. (2020) Finite element modeling of RC beams externally strengthened with iron-based shape memory alloy (Fe-SMA) strips, including analytical stress-strain curves for Fe-SMA, *Eng. Struct.* 223 (2020). doi:10.1016/j.engstruct.2020.111152.
- [15] Czaderski, C., Shahverdi, M., Michels, J. (2020) Iron based shape memory alloys as shear reinforcement for bridge girders, *Constr. Build. Mater.* (2020) 121793. doi:10.1016/j.conbuildmat.2020.121793.
- [16] Bairán, J.M., Mari, A., Cladera, A. (2018) Analysis of shear resisting actions by means of optimization of strut and tie models taking into account crack patterns, *Hormigón y Acero*. 69 (2018) 197–206. doi:10.1016/j.hya.2017.04.009.
- [17] Ramberg W.; Osgood W, (1943) Description of stress-strain curves by three parameters, Tech. Note No. 902. Washington, D.C., USA Natl. Advis. Comm. Aeronaut..
- [18] Rasmussen, K.J.R. (2003) Full-range stress-strain curves for stainless steel alloys, *J. Constr. Steel Res.* 59 (2003) 47–61.
- [19] Mirambell, E. (2000) Real, On the calculation of deflections in structural stainless steel beams: An experimental and numerical investigation, *J. Constr. Steel Res.* 54 (2000) 109–133. doi:10.1016/S0143-974X(99)00051-6.
- [20] Arrayago, I., Real, E., Gardner, L. (2015) Description of stress-strain curves for stainless steel alloys, *Mater. Des.* 87 (2015) 540–552. doi:10.1016/j.matdes.2015.08.001.
- [21] Červenka, V., Jendele, L., Prague, J.Č. (2018) ATENA Program Documentation Part 1 Theory Written by..
- [22] Hordijk, D.A. (1991) Thesis - *Local approach to fatigue of concrete*.
- [23] Menetrey, Ph, William, K.J. (1995) Triaxial Failure Criterion for Concrete and its Generalization, *ACI Struct. J.* 92 (1995) 311–318. doi:10.14359/1132.
- [24] Bažant, Z.P., Oh B.H. (1983) Crack band theory for fracture of concrete, *Matériaux Constr.* 16 (1983) 155–177. doi:10.1007/BF02486267.
- [25] Jendele, L., Červenka, J. (2006) Finite element modelling of reinforcement with bond, *Comput. Struct.* 84 (2006) 1780–1791. doi:10.1016/j.compstruc.2006.04.010.



footbridge

Madrid 2022

creating **experience**

07-09.09.2022

Lugar de celebración:

COAM - LA SEDE

C/ Hortaleza, N 63

28004 Madrid - Spain

Competición a ciegas de simulaciones numéricas del fallo a cortante de vigas de hormigón reforzado con fibras

Blind Competition on the Numerical Simulation of Steel-Fiber-Reinforced Concrete Beams Failing in Shear

Joaquim Barros¹, Beatriz Sanz², Petr Kabele³, Rena C. Yu⁴, Günther Meschke⁵, Jaime Planas², Vitor Cunha⁶, Antonio Caggiano⁷, Nilüfer Ozyurt⁸, Ventura Gouveia⁹, Ab van den Bos¹⁰, Elisa Poveda⁴, Erez Gal¹¹, Jan Cervenka¹², Gerrit E. Neu¹³, Pierre Rossi¹⁴, Daniel Dias-da-Costa¹⁵, Peter K. Juhasz¹⁶, David Cendon², Gonzalo Ruiz⁴, Tiago Valente¹⁷

¹ Departamento de Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería, Universidad de Miño, Guimarães, Portugal -

² Departamento de Ciencia de Materiales, ETSI de Caminos, C. y P., Universidad Politécnica de Madrid, España -

³ Czech Technical University in Praga, República Checa - ⁴ Universidad de Castilla-La Mancha, España

⁵ Institute for Structural Mechanics, Ruhr University Bochum, Alemania - ⁶ ISISE, Institute of Science and Innovation for Bio-Sustainability (IB-S), Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Miño, Portugal - ⁷ Technische Universität Darmstadt, Alemania - ⁸ Bogazici University, Turquía - ⁹ Instituto Politécnico de Viseu, Portugal - ¹⁰ DIANAFAEA, Países Bajos -

¹¹ Ben-Gurion University of Negev, Israel - ¹² Cervenka Consulting s.r.o., Praga, República Checa - ¹³ Institute for Structural Mechanics, Ruhr University Bochum, Alemania - ¹⁴ University of Eiffel, Francia - ¹⁵ The University of Sydney, Australia - ¹⁶ Budapest University of Technology and Economics, Hungría - ¹⁷ CiviTest-Pesquisa de Novos Materiais para a Engenharia Civil, Portugal

Recibido el 17 de junio de 2021; aceptado el 5 de enero de 2022

RESUMEN

La investigación experimental ha demostrado el extraordinario potencial de la adición de fibras cortas a los materiales cementicios, ya que mejoran significativamente el comportamiento de estructuras de hormigón en los estados límite de servicio y último. Para la simulación del comportamiento no lineal del material en estructuras de hormigón reforzado con fibras se utilizan programas informáticos basados en el método de elementos finitos. Generalmente, las aproximaciones existentes se evalúan en simulaciones de ensayos experimentales de elementos estructurales a pequeña escala, donde los valores de los parámetros de las leyes constitutivas de los materiales se ajustan según el resultado deseado. La utilidad de esta técnica inversa para el diseño estructural es discutible. Precisamente, para evaluar el comportamiento predictivo de dicho enfoque, se organizó una competición a ciegas de simulaciones numéricas. Para ello, se ensayaron hasta rotura, a flexión en tres puntos asimétrica, dos vigas gemelas de hormigón reforzado con fibras de acero de sección en T, reforzadas longitudinalmente con barras de acero y sin cercos en el vano de cortante crítico. A pesar de proporcionar los datos experimentales para la definición de los parámetros mecánicos más relevantes, las simulaciones numéricas dieron resultados dispares en la capacidad de carga, la flecha y la deformación en carga máxima, con variaciones de hasta un 40%, 113% y 600% respectivamente. Además, se obtuvieron modos de fallo y resultados muy diferentes con el mismo programa comercial pero distinto participante, lo que manifiesta la necesidad de un análisis más profundo y de una mejor comprensión de los modelos numéricos y de la influencia de sus parámetros en su capacidad predictiva.

2022 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.

Licencia de uso *Creative Commons* (CC BY-NC-ND 3.0).

PALABRAS CLAVE: Ensayos de referencia, hormigón reforzado con fibras, análisis no lineal por elementos finitos, vigas de hormigón armado, fallo por cortante.

Traducción realizada por Elisa Poveda y Gonzalo Ruiz del artículo original publicado en la revista *Structural Concrete*, editada por Wiley. J. Barros, B. Sanz, P. Kabele, R.C. Yu, G. Meschke, J. Planas, V. Cunha, A. Caggiano, N. Ozyurt, V. Gouveia, A. van den Bos, E. Poveda, E. Gal, J. Cervenka, G.E. Neu, P. Rossi, D. Dias-da-Costa, P. K. Juhasz, D. Cendon, G. Ruiz, T. Valente. Blind competition on the numerical simulation of steel-fiber-reinforced concrete beams failing in shear. *Structural Concrete* 22 (2021) 939–967. DOI: 10.1002/suco.202000345

* Persona de contacto / *Corresponding author*: Correo-e / email: barros@civil.uminho.pt (Joaquim Barros).

Cómo citar este artículo: Barros, J. et al. (2022) Competición a ciegas de simulaciones numéricas del fallo a cortante de vigas de hormigón reforzado con fibras. *Hormigón y Acero*, 73 (296) 17-39. <https://doi.org/10.33586/hya.2022.3074>

ABSTRACT

Experimental research has shown the extraordinary potential of the addition of short fibers to cement-based materials by improving significantly the behavior of concrete structures for serviceability and ultimate limit states. Software based on the finite element method has been used for the simulation of the material nonlinear behavior of fiber-reinforced concrete (FRC) structures. The applicability of the existing approaches has often been assessed by simulating experimental tests with structural elements, in general of a small scale, where the parameter values of the material constitutive laws are adjusted for the aimed predicting level, which constitutes an inverse technique of arguable utility for structural design practice. For assessing the predictive performance of these approaches, a blind simulation competition was organized. Two twin T-cross section steel FRC beams, flexurally reinforced with steel bars and without conventional shear reinforcement in the critical shear span, were experimentally tested up to failure. Despite the experimental data provided for the definition of the relevant model parameters, inaccuracies on the load capacity, deflection, and strain at peak load attained 40, 113, and 600%, respectively. Inadequate failure modes and highly different results were estimated with the same commercial software, indicating the need for deeper analysis and understanding of the models and influence of their parameters on their predictive performance.

2022 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.

Creative Commons License (CC BYNC-ND 3.0).

KEYWORDS: Benchmark, fiber-reinforced concrete, material nonlinear finite element analysis, reinforced concrete beams, shear failure.

Translated by Elisa Poveda and Gonzalo Ruiz from the original article published in the Journal Structural Concrete, published by Wiley. J. Barros, B. Sanz, P. Kabele, R.C. Yu, G. Meschke, J. Planas, V. Cunha, A. Caggiano, N. Ozyurt, V. Gouveia, A. van den Bos, E. Poveda, E. Gal, J. Cervenka, G.E. Neu, P. Rossi, D. Dias-da-Costa, P. K. Juhasz, D. Cendón, G. Ruiz, T. Valente. Blind competition on the numerical simulation of steel-fiber-reinforced concrete beams failing in shear. *Structural Concrete* 22 (2021) 939–967. DOI: 10.1002/suco.202000345

Notación

3PNBBT	Ensayo de flexión en tres puntos en vigas entalladas (<i>3-Point Notched-Beam Bending Test</i>)	R/FRC	Hormigón reforzado con fibras con armadura convencional (<i>Reinforced/Fiber Reinforced Concrete</i>)	$f_{R,im}$	Resistencia residual a flexión media correspondiente a un CMOD de i mm ($i = 0.5$ mm, 1.5 mm, 2.5 mm y 3.5 mm)
BSC	Competición a ciegas de simulaciones numéricas (<i>Blind Simulation Competition</i>)	R/SFRC	Hormigón reforzado con fibras de acero con armadura convencional (<i>Reinforced/Steel-Fiber Reinforced Concrete</i>)	F_{exp} F_{exp}^*	Carga máxima experimental media Valor de carga experimental en el registro κ
C_S	Programa comercial (<i>Commercial Software</i>)			F_{num}^{max}	Carga máxima numérica
CDP	Modelos de daño plástico para hormigón (<i>Concrete Damage Plasticity</i>)	RPT	Ensayo de placa circular (<i>Round Panel Test</i>)	F_{num}^*	Valor numérico de carga en el registro κ
CMOD	Apertura en la boca de fisura (<i>Crack Mouth Opening Displacement</i>)	SCM	Modelo de fisuras distribuidas (<i>Smearred Crack Model</i>)	n	Número registros
DCM	Modelo de fisura discreta (<i>Discrete Crack Model</i>)	SFRC	Hormigón reforzado con fibras de acero (<i>Steel-Fiber Reinforced Concrete</i>)	$u_{F,max}^{exp}$	Desplazamiento experimental en carga máxima
FEM	Método de los elementos finitos (<i>Finite Element Method</i>)	SLS	Estado limite de servicio (<i>Serviceability Limit State</i>)	$u_{F,max}^{num}$	Desplazamiento numérico en carga máxima
FRC	Hormigón reforzado con fibras (<i>Fiber Reinforced Concrete</i>)	STD	Desviación típica (<i>Standard Deviation</i>)	$\epsilon_{F,max}^{exp}$	Deformación experimental en carga máxima
IA	Análisis inverso (<i>Inverse Analysis</i>)	ULS	Estado limite último (<i>Ultimate Limit State</i>)	$\epsilon_{F,max}^{num}$	Deformación numérica en carga máxima
IH_S	Programa propio (<i>In-House Software</i>)	E_{cm}	Módulo de elasticidad secante en compresión	$\Delta F/F$	Error relativo de la predicción numérica de la carga máxima
LDPM	Modelo de partículas discretas en celosía (<i>Lattice Discrete Particle Model</i>)	Err_F	Error de la predicción numérica de la carga	$\Delta u/u$	Error relativo de la predicción numérica de la deflexión
LVDT	Transductor de desplazamiento (<i>Linear Variable Differential Transformer</i>)	Err_ϵ	Error de la predicción numérica de la deformación	$\Delta \epsilon/\epsilon$	Error relativo de la predicción numérica de la deformación
		f_{cm}	Resistencia a compresión media		
		$f_{t,lm}$	Límite de proporcionalidad a flexión medio		

1. INTRODUCCIÓN

La introducción comprende tres partes: la primera describe el potencial que tiene el refuerzo con fibras en aplicaciones de hormigón estructural; la segunda proporciona una breve descripción de los tipos de modelos basados en el método de elementos finitos (FEM) para el análisis y diseño de estructuras de hormigón reforzado con fibras (FRC); y la tercera contextualiza la competición a ciegas de simulaciones numéricas (BSC) que se describe en este artículo y sus objetivos.

1.1 Refuerzo de fibras para aplicaciones de hormigón estructural

Las investigaciones experimentales y las construcciones emblemáticas muestran el extraordinario potencial de las fibras cortas para el refuerzo de materiales cementicios. Las fibras mejoran significativamente el rendimiento de las estructuras de hormigón (incluyan o no armadura convencional) para las condiciones de diseño en estado límite de servicio (SLS) y en

estado límite último (ULS) [1-6]. En cuanto al SLS, cabe destacar una menor apertura de fisura, un menor nivel de tensiones en las armaduras convencionales y una mayor rigidez de las estructuras de FRC en la fase de post-fisuración. Respecto al ULS, las fibras proporcionan mayor capacidad de carga, modos de fallo más dúctiles, mayor absorción y disipación de energía y mejor integridad estructural en condiciones de carga extremas [3-5]. De aquí en adelante, el acrónimo R/FRC se usará para referirse a una estructura de FRC con armadura convencional. Los mecanismos de resistencia a cortante en el FRC involucran, en interdependencia mutua, al arrancamiento de fibras y al engranaje de áridos, ya que la resistencia a la apertura de fisura ofrecida por las fibras que unen las caras de la fisura aumenta la capacidad de transferencia del esfuerzo cortante debido al efecto de engranaje en los áridos [7,8]. Además, la presencia de los áridos en la fisura sometida a cortante hace que el deslizamiento relativo de las caras también produzca su apertura [9], la cual hace que las fibras se traccionen. La dirección de la fuerza de arrancamiento de las fibras cambia a lo largo de este proceso de apertura y deslizamiento [10], y su magnitud depende de la distribución y geometría de los áridos, y de la distribución y orientación de las fibras. Debido al favorable efecto sinérgico del arrancamiento de fibras y de los mecanismos de resistencia al cortante del engranaje de áridos, el refuerzo con fibras se ha estudiado en profundidad para sustituir total o parcialmente a la armadura transversal convencional [11-18].

El refuerzo con fibras también proporciona mejoras significativas en la durabilidad y en el ciclo de vida de las estructuras de hormigón [19,20]. Las principales aplicaciones del FRC se concentran en pavimentos [21-23], túneles [2-6,24] y prefabricados [25], siendo escasas en sistemas estructurales innovadores, donde los beneficios de los mecanismos de refuerzo de fibras tienen un potencial técnico reconocido, además de ventajas económicas respecto a los sistemas convencionales [1,26,27].

Las fibras, al atravesar fisuras, desarrollan mecanismos de refuerzo por su resistencia al arrancamiento, cuya eficacia depende de las propiedades de los materiales de que estén hechas y de sus características geométricas, así como de las propiedades mecánicas de la pasta de cemento circundante, y de la distribución y orientación de las fibras en el elemento a construir. Estas últimas dependen de la tecnología de fabricación del FRC, de sus propiedades reológicas y de la geometría del elemento a producir [28-31].

1.2 Enfoques numéricos para modelar el comportamiento de las estructuras de FRC

Los beneficios técnicos y económicos del refuerzo con fibras potencian el desarrollo de sistemas estructurales de FRC innovadores y sostenibles. Sin embargo, debido a los complejos fenómenos antes mencionados, su diseño debe hacerse utilizando sofisticados modelos computacionales con aproximaciones que simulen el comportamiento de los materiales constituyentes desde el estado fresco [32] hasta el endurecido [33]. Se han utilizado programas comerciales (C_S) basados en el método de los elementos finitos (FEM) para la simulación del comportamiento no lineal de los materiales en estructuras de FRC, ya que la contribución del refuerzo de fibras se activa, principalmente, después de que aparezcan fisuras. Los

modelos de fisura distribuida y discreta (SCM y DCM, respectivamente) son los más implementados en estos programas para representar el comportamiento de materiales cuasifrágiles [34-43]. Sin embargo, la aplicabilidad de estas aproximaciones se ha evaluado en simulaciones de ensayos experimentales con elementos, en general, a pequeña escala, donde los valores de los parámetros se ajustan al nivel de predicción pretendido, constituyendo, por tanto, una técnica inversa de discutible utilidad en el proyecto de estructuras. Así, la mayoría de estos modelos consideran la contribución de los mecanismos de refuerzo de las fibras a través de una ley tracción-apertura de fisura obtenida de recomendaciones semi-empíricas, o de resultados experimentales, ya sea directamente o por análisis inverso (IA) [44]. Sin embargo, todavía hay una incertidumbre considerable sobre cuál es la metodología más adecuada para obtener los valores de los parámetros del modelo en el análisis de una estructura dada. Una evaluación inadecuada de estos valores proporciona resultados poco o nada representativos del verdadero comportamiento estructural. Los proyectistas son, en general, conscientes de esta realidad, lo que justifica el uso relativamente bajo de herramientas computacionales para explorar las ventajas del FRC en el desarrollo de soluciones de R/FRC competitivas y sostenibles.

Los parámetros en modo I de fractura de los modelos constitutivos en los programas FEM más comunes para el análisis de estructuras de R/FRC se obtienen por análisis inverso, utilizando los datos experimentales determinados en ensayos de flexión en tres puntos de vigas entalladas (3PNBBT) y en ensayos de placas circulares (RPT). El análisis inverso de 3PNBBT se recomienda en estructuras lineales de R/FRC para obtener una relación tracción-apertura de fisura ($\sigma-w$) capaz de reflejar el efecto pared del molde y las propiedades reológicas del FRC en la orientación y distribución de las fibras. Para deducir la relación $\sigma-w$ en el caso de placas y estructuras laminares de R/FRC, se recomienda aplicar el análisis inverso a los resultados obtenidos en RPT, ya que en este ensayo la distribución y orientación de las fibras, así como el mayor número de fisuras de diferente orientación, reflejan mejor el proceso de agrietamiento con respecto a ensayos de 3PNBBT [45]. Sin embargo, la información disponible al respecto muestra que las relaciones $\sigma-w$ deducidas del análisis inverso proporcionan predicciones inseguras [46].

Otro aspecto importante en la simulación de estructuras de FRC es el modo de tratar la dispersión de resultados de ensayos 3PNBBT y RPT en las leyes constitutivas que simulan el FRC. De hecho, debido a la superficie de fractura relativamente más pequeña de estas probetas con respecto a la superficie total de fractura en estructuras R/FRC reales, en especial si son muy hiperestáticas, el número de fibras que contribuyen a tracción en la etapa posterior a la fisuración es mucho menor que en estructuras reales, lo que provoca coeficientes de variación más altos en estos ensayos a pequeña escala. En el contexto de SCM, la transferencia del esfuerzo cortante a través de la fisura generalmente se simula mediante el uso de un factor de retención de cortante, que puede ser un valor constante [47] o función de una serie de valores relacionados con el proceso de apertura/deslizamiento de fisura, el tamaño máximo de árido [48,49] y el refuerzo en la zona de fractura [50]. Alternativamente, también se ha utilizado una ley de ablandamiento para la fisuración por cortante [51,52]. Sin embargo, la determina-

ción de los valores de los parámetros que definen esta ley aún requiere el desarrollo de metodologías experimentales fiables y recomendaciones de diseño.

1.3. BSC y objetivos del presente trabajo

Como se muestra en las secciones anteriores, durante las últimas décadas se han desarrollado modelos analíticos y numéricos para reproducir el comportamiento del FRC. Sin embargo, es necesario un conocimiento profundo de sus limitaciones para evitar resultados poco realistas. Vecchio [53] destacó la necesidad de reducir los posibles errores en el modelado, análisis, e interpretación de los resultados. Por ejemplo, los resultados de un concurso internacional sobre paneles de hormigón armado demostraron que la resistencia máxima y las deformaciones calculadas fueron mucho más altas que las experimentales [54]. Por lo tanto, una BSC brinda la oportunidad de comparar los resultados obtenidos por diferentes métodos e identificar potencialidades y debilidades de los modelos. Recientemente, se han realizado algunas bases de datos con vigas de R/FRC que fallan a cortante [55–57] con el objetivo de ser una herramienta útil y fiable para evaluar la predicción de formulaciones analíticas y guías de diseño. Sin embargo, estas bases de datos, en general, no incluyen información fundamental para la evaluación de modelos más sofisticados, basados en el FEM, que son cada vez más usados en el proyecto de estructuras. Para evaluar la capacidad predictiva de este tipo de modelos, se debe disponer de información adicional como la respuesta deformacional, el patrón de fisuración y los campos de deformaciones y tensiones en los materiales constituyentes. Este es el principal objetivo de la BSC promovida por el grupo de trabajo *fib* WG 2.4.1 – *Modeling of FRC Structures*. De este modo, esta BSC contribuye a la valoración de los programas existentes basados en el FEM para la predicción del comportamiento de vigas R/SFRC que fallan a cortante. El presente artículo ofrece una descripción de esta BSC, incluyendo el programa experimental, el proceso de evaluación y clasificación de soluciones presentadas, y proporciona observaciones preliminares basadas en la información obtenida. Es importante destacar que la intención no es discutir en profundidad las potencialidades y debilidades de los modelos utilizados por los participantes, ya que esto requeriría su colaboración directa para hacer simulaciones adicionales que permitieran extraer conclusiones fiables y de utilidad en el proyecto de estructuras.

2.

NORMAS DE LA COMPETICIÓN E INFORMACIÓN SUMINISTRADA A LOS PARTICIPANTES

2.1 Reglas de la competición

La competición a ciegas de simulaciones numéricas se anunció a finales del año 2019. Las bases del concurso incluían información sobre su objetivo, la geometría de las probetas, los materiales, el procedimiento de ensayo, el informe a elaborar por los participantes, los criterios para seleccionar la mejor predicción de los modelos y los plazos para la presentación de la propuesta.

El objetivo principal era obtener información sobre los modelos que habitualmente se utilizan en la simulación del comportamiento de estructuras de hormigón reforzado con fibras. Para ello, se planteó el análisis de la respuesta de una viga en T sometida a flexión asimétrica en tres puntos hasta rotura. Las curvas numéricas carga-deflexión y deformación del hormigón (a nivel de la armadura longitudinal)-deflexión, medidas en la sección cargada, se compararon con las obtenidas en los ensayos experimentales.

La probeta era una viga de hormigón reforzado con fibras de acero, de sección transversal en T con armadura longitudinal convencional (R/SFRC) y sin cercos en el vano de cortante crítico, como se detalla en la Sección 2.2.1.

Las propiedades de los materiales del SFRC se determinaron a los 7 y 14 días utilizando ensayos normalizados [58]. Los valores de dichas propiedades se indican en la Sección 2.2.2. Dichos valores estuvieron disponibles para los participantes desde la última semana de enero hasta la primera de febrero del 2020.

El procedimiento de ensayo consistió en someter a dos vigas gemelas a sendas cargas excéntricas en control de desplazamiento, llevándolas hasta rotura. Los detalles se pueden encontrar en la Sección 3.1. Los participantes tuvieron que simular estos ensayos utilizando modelos numéricos, proporcionando las curvas carga-deflexión y deformación-deflexión obtenidas en sus simulaciones.

Las propuestas se enviaron hasta las 23:59 h (hora de España) del 29 de febrero del 2020 a la secretaria del *fib* WG 2.4.2. Los informes de los participantes debían incluir los siguientes elementos:

- Un documento, limitado a cuatro páginas y con un formato específico, con la descripción de los aspectos fundamentales del modelo utilizado en la simulación.
- Una tabla en formato .xls con los resultados de las simulaciones en tres columnas: una para la deflexión, otra para la carga y una tercera para la deformación, obtenidas cada 0.1 mm de deflexión.
- Un archivo de imagen (en formato .jpeg o .pdf) del patrón de fisuración obtenido en carga máxima.

Una vez recibidas las predicciones de los participantes, se ensayaron a flexión en tres puntos las dos vigas de R/SFRC idénticas, hasta el fallo por cortante, con el fin de obtener la respuesta experimental y compararla con los resultados simulados. Los ensayos se realizaron en el Laboratorio *Structural Division* del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Miño (LEST), el 9 de marzo de 2020, coincidiendo con la décima reunión del *fib* WG 2.4.2. Los ensayos se transmitieron en directo a través de un canal de YouTube (primer ensayo: <https://youtu.be/1WssVtSx3eI>, segundo ensayo: <https://youtu.be/8AM5ehch0EA>).

Para seleccionar la mejor simulación, se consideraron las curvas carga-deflexión y deformación-deflexión, así como la capacidad de predecir la carga máxima, y la deflexión y deformación correspondientes. El criterio para calcular la precisión de una simulación se detalla en la Sección 4.1, concretando además que la calidad de la predicción del patrón de fisuración se consideraría solo en el caso de empate entre participantes. Las conclusiones fueron comunicadas a los participantes a mediados de abril de 2020. Se les envió un informe con los

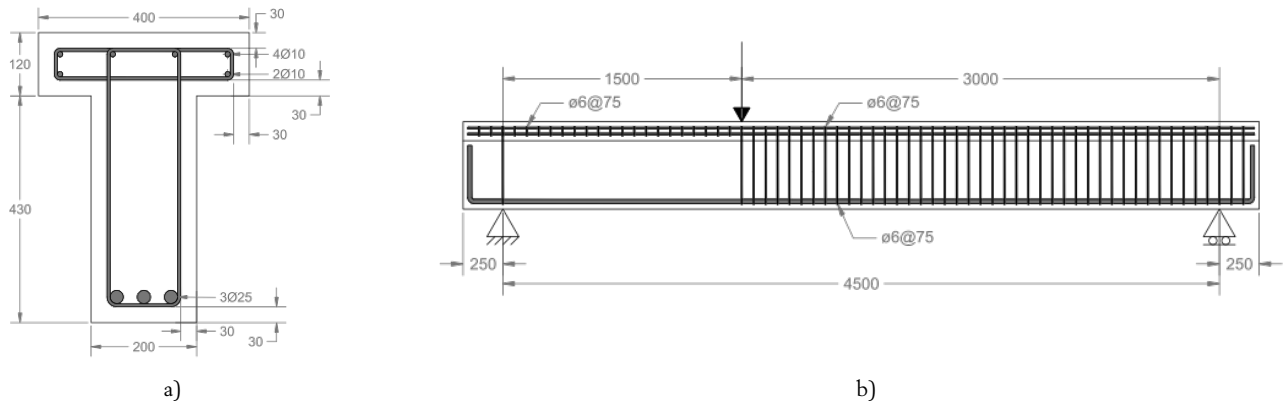


Figura 1. Geometría de la viga: (a) sección transversal, y (b) vista longitudinal (dimensiones en mm).

resultados más importantes y un archivo con los registros experimentales de deflexión, carga y deformación. Para la comparación de resultados y para un análisis preliminar de las simulaciones obtenidas, ver Secciones 4 y 5.

2.2 Información proporcionada a los participantes

2.2.1 Geometría de las vigas, condiciones de apoyo y carga

La figura 1 muestra un esquema de la geometría de la probeta, de los apoyos y las condiciones de carga. Es una viga en T reforzada con barras longitudinales en la parte inferior del alma y en la cabeza. Se dispusieron cercos en el vano de cortante más largo, en toda la longitud de la cabeza y en la zona de los apoyos, como se representa en la figura 1. Se adoptó un recubrimiento de 30 mm. Se aplicó una carga excéntrica de flexión en tres puntos, dividiendo así la probeta en dos vanos de cortante de diferente longitud.

2.2.2 Dosificación del SFRC y propiedades

La dosificación del SFRC fue realizada por la empresa CiviTest (www.civitest.pt). El SFRC fue suministrado por la empresa Unibetão, encargado por la empresa Casais (www.casais.pt) que produjo las dos vigas gemelas. La composición del SFRC se indica en la tabla 1. Se trata de un hormigón C50/60 XD3 (P) CL 0.20 D_{max} 12.5 S5, con un cemento tipo CEM II/AL 42.5R de endurecimiento rápido de 58.8 MPa y 67.1 MPa a 7 y 28 días, respectivamente.

TABLA 1. Composición del SFRC

Áridos (kg/m ³)				CEM (kg/m ³)	Áridos		Relación w/c [-]	Cf (kg/m ³)
CA	FA	CS	FS		P	SP		
631	145	622	306	450	4.5	5.4	0.4	60

Leyenda: CA - Árido grueso 6/14, FA - Árido fino 4/8, CS - Arena gruesa, FS - Arena fina, CEM - Cemento, P - Plastificante, SP - Superplastificante, w/c - relación agua/cemento, Cf - Contenido de fibras

Se utilizaron fibras de acero con extremos conformados en gancho de 33 mm de longitud, 0.55 mm de diámetro y re-

sistencia a tracción superior a 1100 MPa (información proporcionada por el proveedor de las fibras). La densidad del SFRC a los 7 y 14 días fue, respectivamente, de 2376 y 2400 kg/m³. Las propiedades del SFRC a compresión se evaluaron a los 7 y 14 días. Se ensayaron cuatro probetas cilíndricas a cada edad para evaluar el módulo de elasticidad secante a compresión y la resistencia a compresión. Los resultados se indican en la tabla 2 (media y desviación típica). La resistencia a compresión y el módulo de elasticidad secante en compresión se determinaron, respectivamente, de acuerdo con las normas NP EN 12390-3: 2011 [59] y NP EN 12390-13: 2014 [60]. Las propiedades del SFRC a flexión también se midieron a los 7 y 14 días. Se llevaron a cabo ensayos de flexión en tres puntos con vigas entalladas (seis probetas a los 7 días y cuatro a los 14 días) de acuerdo con las recomendaciones del *fib Model Code* 2010 [58] para la evaluación de las resistencias residuales a flexión ($f_{R,1}$, $f_{R,2}$, $f_{R,3}$ y $f_{R,4}$, que corresponden a aperturas de la boca de la fisura, CMOD, de 0.5, 1.5, 2.5 y 3.5 mm, respectivamente). La figura 2 muestra un esquema de los ensayos de flexión. Los resultados se incluyen en tabla 2. Las curvas carga-apertura de la boca de la fisura (F-CMOD) se muestran en la figura 3.

TABLA 2.

Propiedades del SFRC a los 7 y 14 días de edad: valores medios de: resistencia a compresión (f_{cm}); módulo de elasticidad secante en compresión (E_{cm}); límite de proporcionalidad a flexión ($f_{t,lm}$) y resistencias residuales a flexión ($f_{R,i}$ $i=1$ to 4) [desviaciones típicas, en la misma unidad que la media correspondiente].

	Propiedad	a 7 días	a 14 días
Compresión	f_{cm} (MPa)	56.9 [0.7]	64.2 [1.5]
	E_{cm} (GPa)	30.3 [0.7]	32.9 [0.4]
Flexión	$f_{t,lm}$ (MPa)	5.63 [0.29]	5.57 [0.16]
	$f_{R,1m}$ (MPa)	4.76 [0.94]	4.79 [0.70]
	$f_{R,2m}$ (MPa)	4.67 [0.84]	4.21 [0.56]
	$f_{R,3m}$ (MPa)	3.49 [0.74]	3.16 [0.52]
	$f_{R,4m}$ (MPa)	2.80 [0.57]	2.49 [0.41]

Las propiedades de las barras de acero de los tres diámetros utilizados se muestran en la Tabla 3. El límite elástico y la resistencia a tracción se midieron según la norma NP EN ISO 6892-1: 2016 [61].

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Configuración de ensayos y sistema de monitorización

Cada una de las dos vigas gemelas fue sometida a una carga excéntrica en control de desplazamiento a 50 $\mu\text{m/s}$ en la sección cargada, hasta rotura. Durante los ensayos se midieron la carga, la deflexión (desplazamiento vertical de la sección transversal en la que se aplica la carga), y la deformación del hormigón al nivel del refuerzo longitudinal en la sección cargada (ver figura 4). La deformación se determinó dividiendo el desplazamiento medido por un transductor de desplazamiento (LVDT) por su base de medida (100 mm). Para medir la deflexión de la viga, otro LVDT se apoyó en un sistema de yugo japonés (ver figura 4) para excluir los valores parásitos registrados por dicho transductor.

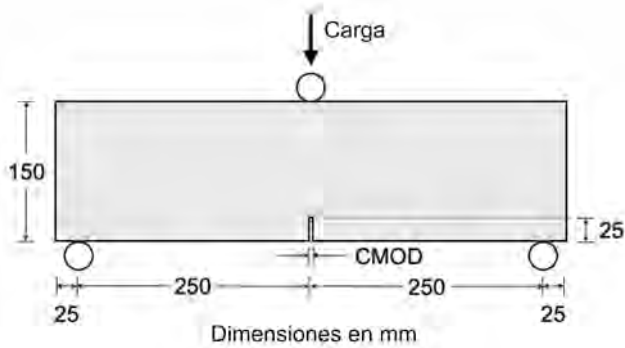


Figura 2. Localización de la apertura de la boca de la fisura (CMOD) en los ensayos de flexión en tres puntos de vigas entalladas.

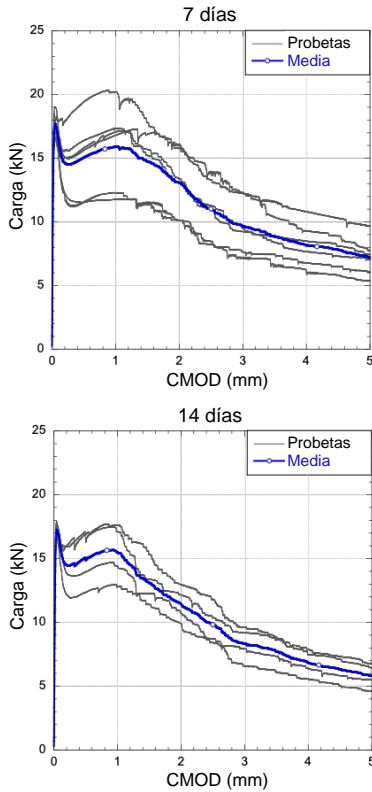


Figura 3. Relaciones carga-apertura de la boca de la fisura (CMOD) en ensayos de flexión en tres puntos de vigas entalladas ensayadas a 7 días (arriba) y 14 días (abajo).

TABLA 3.

Límite elástico y resistencia a tracción de las barras de acero para cada uno de los tres diámetros utilizados [desviación típica].

Diámetro (mm)	Límite elástico (MPa)	Resistencia a tracción (MPa)
6	527 [11]	700 [16]
10	538 [7]	696 [6]
25	557 [2]	678 [1]

3.2 Resultados

La figura 5 muestra los resultados experimentales. Desafortunadamente, se perdió el registro de la deformación de la primera viga. La figura 6 muestra los patrones de fisuración de ambas vigas tras su fallo por cortante.

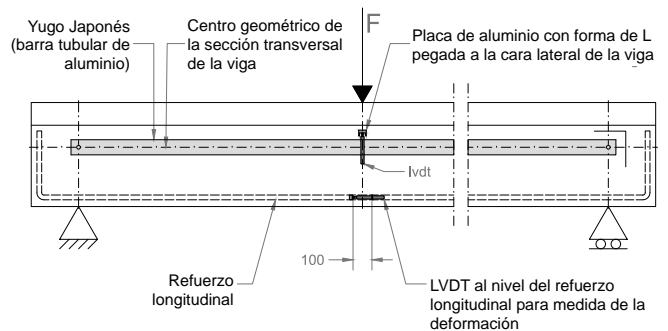


Figura 4. Croquis de las medidas de deflexión y deformación de la viga (dimensiones en mm).

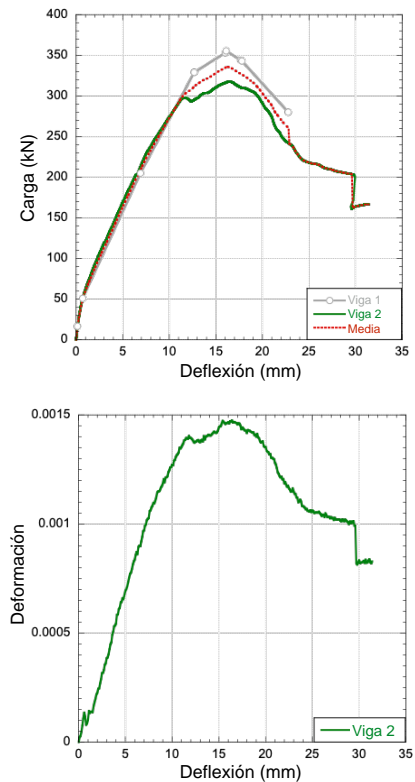


Figura 5. Resultados experimentales: curvas promedio carga-deflexión (arriba); y deformación-deflexión (abajo).

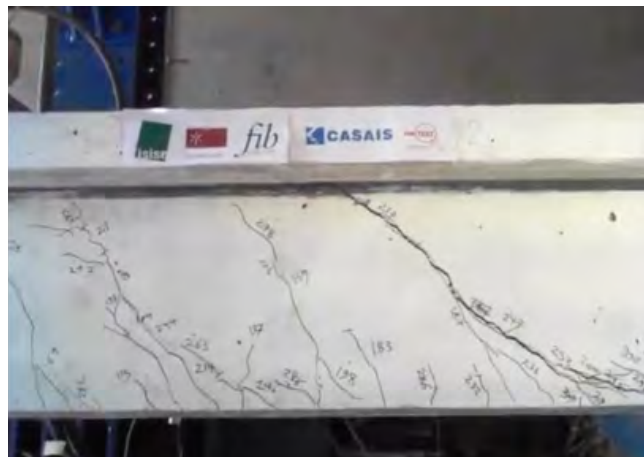
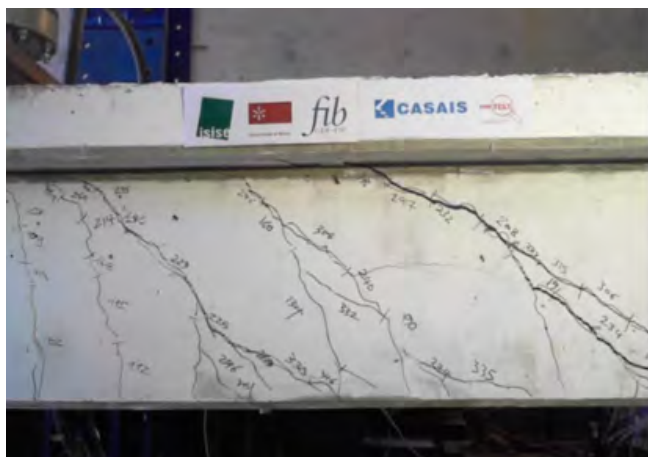


Figura 6. Patrones de fisuración de las vigas en el vano de cortante corto: viga 1 (izquierda); y 2 (derecha).

4.

COMPARACIÓN DE RESULTADOS

4.1 Criterio para la evaluación de una simulación

El nivel predictivo de cada simulación se calculó tras realizar los ensayos, de acuerdo con la siguiente metodología:

1. Se calcularon el promedio de la carga y de la deformación experimentales en cada registro a partir de los resultados de las dos vigas.
2. Los resultados numéricos de cada participante se compararon con el promedio experimental, hasta el pico de carga. Si la simulación termina antes de la carga máxima experimental, se asume una fractura frágil (por lo tanto, se consideran valores nulos desde el pico numérico hasta el desplazamiento correspondiente a la carga máxima).
3. El error Err_F de la predicción numérica de la carga se calculó como:

$$Err_F = \frac{1}{n} \sum_{\kappa} \frac{|F_{\text{exp}}^{\kappa} - F_{\text{num}}^{\kappa}|}{F_{\text{exp}}^{\kappa}} \quad (1)$$

donde κ corresponde al ordinal del registro, F_{exp}^{κ} y F_{num}^{κ} son los valores experimentales y numéricos de carga para el registro κ , respectivamente, y n es el número total de lecturas. Se utilizó una ecuación análoga para calcular el error de la deformación Err_{ϵ} .

4. El error relativo de la carga máxima numérica $\Delta F/F$ se calculó como:

$$\Delta F/F = \frac{|F_{\text{exp}}^{\text{max}} - F_{\text{num}}^{\text{max}}|}{F_{\text{exp}}^{\text{max}}} \quad (2)$$

donde $F_{\text{exp}}^{\text{max}}$ es la carga máxima del promedio de ensayos y $F_{\text{num}}^{\text{max}}$ la carga máxima de la predicción numérica. Para calcular el error relativo de la deformación, $\Delta \epsilon/\epsilon$, se ha utilizado una expresión semejante, considerando la deformación correspondiente a la carga máxima de los ensayos, $\epsilon_{F_{\text{exp}}^{\text{max}}}$, y la deformación correspondiente a la carga máxima de la predicción numérica, $\epsilon_{F_{\text{num}}^{\text{max}}}$, y análogamente, para el error relativo de la deflexión, $\Delta u/u$, los correspondientes $u_{F_{\text{exp}}^{\text{max}}}$ y $u_{F_{\text{num}}^{\text{max}}}$.

5. La puntuación de cada participante se calculó considerando el error de las curvas numéricas con respecto al

promedio de los ensayos y los errores relativos de la carga máxima, deformación y deflexión correspondientes a la carga máxima, según la siguiente expresión:

$$\text{Puntuación} = 0.35 \frac{\Delta F}{F} + 0.15 Err_F + 0.25 \frac{\Delta \epsilon}{\epsilon} + 0.1 Err_{\epsilon} + 0.15 \frac{\Delta u}{u} \quad (3)$$

Nótese que cuanto mejor sea la simulación, menor puntuación obtiene. La simulación perfecta tiene una puntuación nula.

4.2 Puntuaciones de las simulaciones numéricas de los participantes

Se recibieron un total de 37 propuestas de 36 participantes; uno de ellos presentó dos propuestas. El [apéndice B](#) detalla la lista de participantes.

A continuación, se atribuye una designación aleatoria P_i para hacer referencia a un participante genérico i , con $i = 1$ a 36, en aras de la confidencialidad.

La [tabla 4](#) incluye las predicciones y puntuaciones de las simulaciones de los 36 participantes. Los dos modelos presentados por uno de los participantes se identifican añadiendo las letras a y b a la identificación P_i correspondiente (es decir, al número 12). También se muestra el tipo de modelo y la clase de programa, que se analizarán en la [sección 5](#). Para ello, los tipos de modelos indicados en las propuestas se agruparon en los siguientes conjuntos: SCM, ya sea un enfoque de fisuración fijo, multidireccional fijo, o rotativo, formulados en deformaciones totales o incrementales; DCM, independientemente de estar basados en conceptos de discontinuidades fuertes embebidas, o de usar elementos finitos de intercara en el contorno de elementos finitos regulares; modelos de daño plástico para hormigón (CDP); modelos de partículas discretas en celosía (LDPM); y otros modelos, basados en enfoques momento-rotación, partición de la unidad, cuerpo rígido-muelle y tres-fases.

En cuanto a la clase de programa utilizado en las simulaciones, se clasificaron en dos grupos: propio (IH_S); y comercial (C_S).

La [figura 7](#) representa las puntuaciones de los participantes. Las de los participantes 13 y 34 han sido excluidas del gráfico, por estar fuera del rango de resultados del resto de participantes.

TABLA 4.

Capacidad predictiva de las simulaciones numéricas presentadas por los participantes (mostradas en orden aleatorio).

P _i	$\Delta F/F$ (%)	Err _F (%)	$\Delta \epsilon/\epsilon$ (%)	Err _{ϵ} (%)	$\Delta u/u$ (%)	Puntuación (%)	Clasificación	Clase de modelo	Tipo de programa
1	16.12	59.71	22.70	86.05	47.83	36.05	6	SCM	C_S
2	14.34	62.43	18.60	83.45	49.69	34.83	5	SCM	IH_S
3	18.09	34.06	84.04	77.77	16.15	42.65	10	CDP	C_S
4	51.88	44.91	2486	60.18	356.5	705.8	32	CDP	C_S
5	4.417	9.356	201.8	260.9	3.106	79.96	21	CDP	C_S
6	7.973	89.26	12.45	122.3	69.57	41.96	9	SCM	IH_S
7	41.93	27.09	1824	78.23	136.0	503.0	31	SCM	C_S
8	32.99	77.10	41.78	54.37	18.63	41.79	8	Otros	IH_S
9	42.55	89.62	86.10	102.7	38.51	65.90	17	SCM	C_S
10	1.270	6.135	33.56	23.50	4.348	12.76	1	SCM	IH_S
11	83.12	122.0	129.9	59.78	57.76	94.52	24	CDP	C_S
12a	53.73	35.02	1562	70.48	223.0	455.1	29	CDP	C_S
12b	34.85	32.26	182.9	80.08	0.000	70.76	19	SCM	C_S
13	60.80	29.14	1.659e+5	2.020e+4	241.0	4.355e+4	36	SCM	C_S
14	70.55	23.65	2376	136.3	831.7	760.7	34	DCM	IH_S
15	8.847	53.34	28.99	64.63	23.60	28.35	2	SCM	IH_S
16	13.48	42.25	43.63	57.98	24.84	31.49	3	CDP	C_S
17	42.22	46.37	92.66	75.46	147.8	74.62	20	CDP	C_S
18	11.68	21.01	109.7	66.46	23.60	44.86	11	LDPM	IH_S
19	42.66	22.38	112.1	29.47	40.37	55.31	14	Otros	IH_S
20	32.98	29.90	226.9	87.49	6.211	82.44	22	SCM	C_S
21	9.844	27.78	95.48	138.6	18.01	48.04	13	DCM	IH_S
22	28.74	105.5	89.36	90.55	78.88	69.11	18	CDP	C_S
23	49.19	52.64	93.35	64.81	20.50	58.01	15	SCM	C_S
24	30.44	14.41	332.8	64.10	24.84	106.2	26	SCM	C_S
25	66.59	45.88	56.46	59.22	72.05	61.03	16	CDP	C_S
26	30.34	48.69	49.33	43.07	23.60	38.10	7	SCM	C_S
27	46.45	38.31	1199	86.52	86.34	343.5	27	SCM	C_S
28	35.35	31.33	1464	121.5	30.43	399.7	28	SCM	C_S
29	53.46	58.72	167.1	135.8	9.317	84.27	23	CDP	C_S
30	41.35	16.64	4040	834.3	167.1	1135	35	SCM	IH_S
31	78.28	30.08	2498	517.3	215.5	740.5	33	Otros	IH_S
32	39.16	24.89	90.62	54.91	10.56	47.17	12	DCM	IH_S
33	13.12	7.442	81.23	54.63	3.106	31.95	4	SCM	IH_S
34	42.87	27.05	1.955e+9	1.622e+8	346.6	5.049e+8	37	Otros	IH_S
35	147.5	168.4	966.5	32.34	983.9	469.3	30	CDP	C_S
36	98.55	99.73	97.34	104.9	99.38	99.18	25	LDPM	IH_S

La figura 8 muestra las curvas promedio experimentales, las predicciones numéricas individuales y las envolventes de las curvas numéricas carga-deflexión y deformación-deflexión. Los resultados se muestran hasta la deflexión correspondiente al final de los ensayos. Las curvas de deformación-deflexión de los participantes 13 y 34 se han excluido del gráfico, ya que están fuera del rango del resto de resultados.

La figura 9 muestra los resultados de los participantes clasificados en las tres primeras posiciones. Las curvas numéricas y experimentales promediadas carga-deflexión y deformación-deflexión se muestran en la parte izquierda de estas figuras, mientras que el patrón de fisuras obtenido en carga máxima se muestra en la parte derecha. Se omite cualquier referencia al programa de cálculo utilizado para guardar la confidencialidad.

Las curvas carga-deflexión-deformación y el patrón de fisuras predicho por la simulación de cada participante se presentan en el apéndice A.

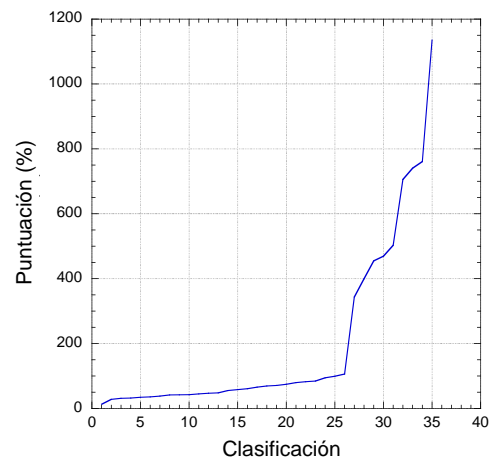


Figura 7. Puntuación de los participantes.

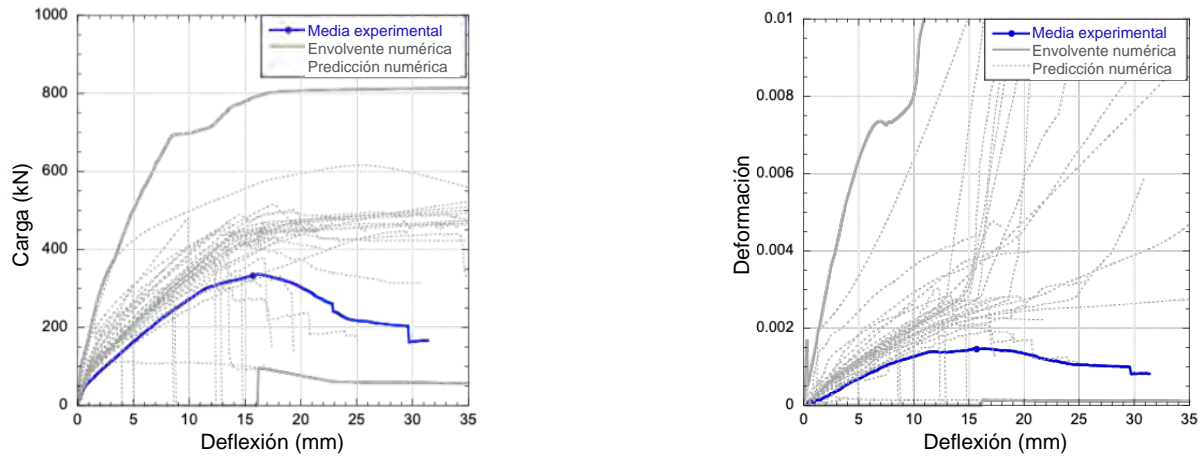


Figura 8. Resultados experimentales, envolventes numéricas y curvas numéricas carga-deflexión (izquierda) y deformación-deflexión (derecha).

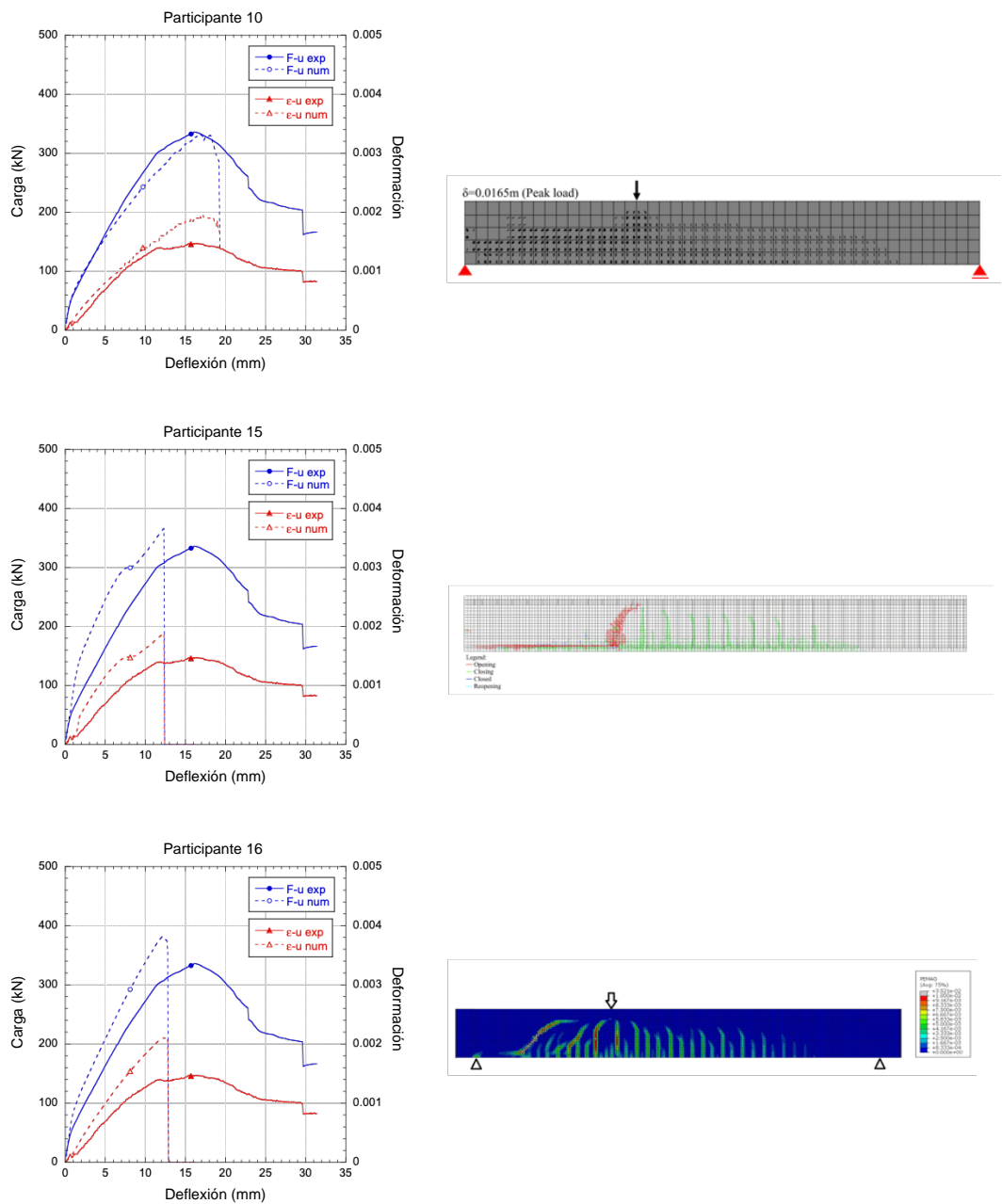


Figura 9. Resultados de los participantes clasificados en las tres primeras posiciones, correspondientes a las propuestas 10, 15 y 16.

5. ANÁLISIS PRELIMINAR DE LAS SIMULACIONES RECIBIDAS

Según el criterio adoptado para agrupar los tipos de modelos, indicado en la [sección 4.2](#), con la información proporcionada en la [tabla 4](#), se identifican cinco clases de modelos a partir de las propuestas de los participantes, seguido de sus porcentajes:

- Modelos de fisura distribuida (SCM): 17 propuestas (46.0%).
- Modelos de fisura discreta (DCM): 3 propuestas (8.1%).
- Modelos de plasticidad de daño del hormigón (CDP): 11 propuestas (29.7%).
- Modelos de partículas discretas de celosía (LDPM): 2 propuestas (5.4%).
- Otros: 4 propuestas (10.8%).

La [figura 10](#) muestra la puntuación (media y desviación típica) por tipo de modelo. Recuérdese que cuanto menor es la puntuación, mejor es la predicción de la simulación. Los resultados obtenidos por los participantes 13 y 34 han sido excluidos del análisis por estar fuera del rango de resultados del resto de participantes, como ya se ha explicado en el [apartado 4.2](#).

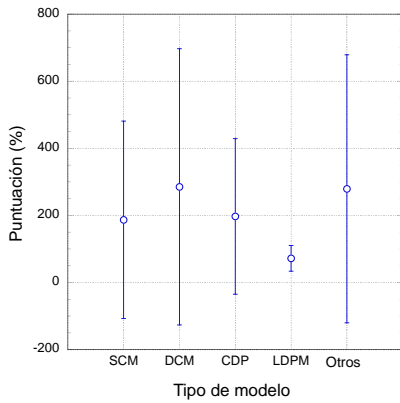


Figura 10. Puntuación por tipo de modelo, donde SCM, DCM, CDP y LDPM se refieren, respectivamente, a modelos de fisura distribuida, de fisura discreta, de daño plástico y de partículas discretas en celosía.

Según el criterio adoptado para agrupar los tipos de programas utilizados en las simulaciones (ver [sección 4.2](#)), 22 propuestas (59.5%) adoptaron C_S y 15 propuestas (40.5%) IH_S. La [figura 11](#) muestra la puntuación por clase de programa.

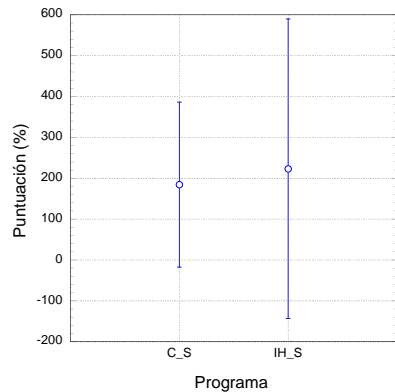


Figura 11. Puntuación por clase de programa, donde C_S y IH_S se refieren, respectivamente, a programa comercial y propio.

Por último, la predicción de cada elemento de la ecuación de puntuación (3) ($\Delta F/F$, Err_F , $\Delta \epsilon/\epsilon$, Err_ϵ , $\Delta u/u$) se compara por tipo de modelo, considerando la precisión de cada modelo en la predicción:

Err_F : carga de la viga hasta su valor máximo;

Err_ϵ : deformación de la viga hasta su carga máxima;

$\Delta F/F$: carga máxima de la viga;

$\Delta u/u$: deflexión de la viga en carga máxima;

$\Delta \epsilon/\epsilon$: deformación del hormigón en carga máxima en la zona seleccionada.

Las [figuras 12 a 14](#) muestran los resultados obtenidos.

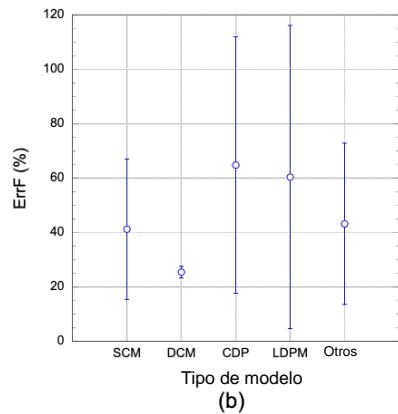
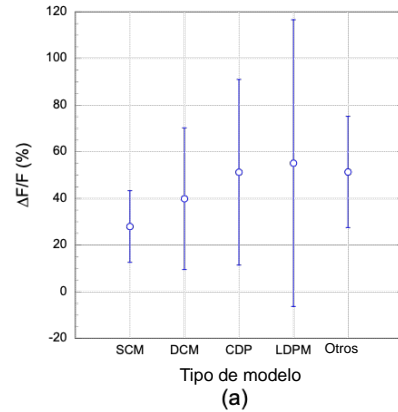
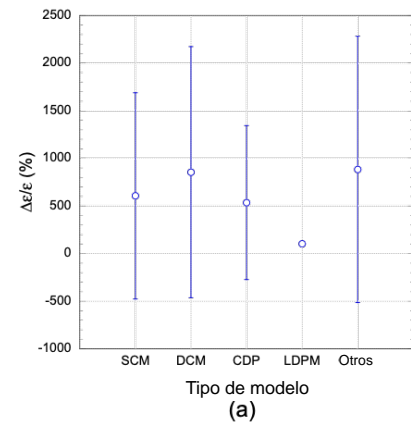


Figura 12. Capacidad predictiva por tipo de modelo en términos de: error relativo de la carga máxima $\Delta F/F$ (a) y error de la carga Err_F (b).



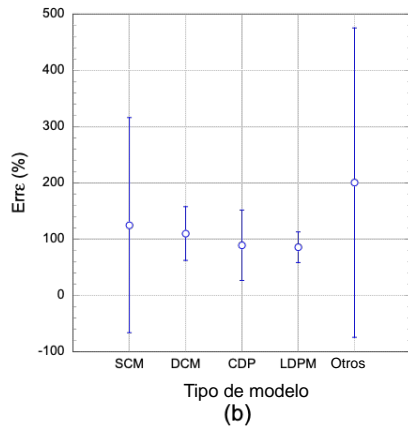


Figura 13. Capacidad predictiva por tipo de modelo en términos de: error relativo de la deformación en carga máxima $\Delta\epsilon/\epsilon$ (a); y error de la deformación Err_{ϵ} (b).

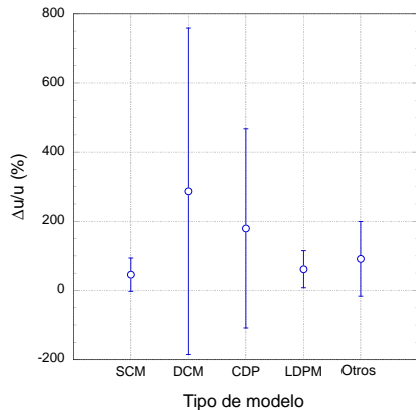


Figura 14. Capacidad predictiva por tipo de modelo en términos del error relativo de la deflexión en carga máxima $\Delta u/u$.

6. CONCLUSIONES

En este trabajo se han presentado los resultados más relevantes del concurso de simulación a ciegas organizado por el *fib* WG 2.4.2, y se ha hecho una primera evaluación de la predicción de los modelos constitutivos basados en FEM disponibles para la simulación del fallo a cortante de vigas de hormigón reforzado con fibras a escala real. Se pueden destacar los siguientes puntos:

- 1) Aunque los dos equipos participantes que han quedado primero y segundo han utilizado modelos de fisura distribuida (SCM), la dispersión en las predicciones con esta clase de modelos fue muy alta, solo superada por los de fisura discreta (DCM) y por la clase designada como "otros", que incluye modelos momento-rotación, partición-de-unidad, cuerpo rígido-muelle y de tres fases.
- 2) En términos de predicción promedio, la clasificación fue, de mejor a peor: LDPM, SCM, CDP, "otros" y DCM.
- 3) La capacidad predictiva de las propuestas que utilizaron programas comerciales fue mejor y con menor dispersión que las que utilizaron códigos propios.
- 4) La capacidad predictiva también se evaluó en términos de: carga de la viga hasta su valor máximo (Err_F),

deformación hasta carga máxima (Err_{ϵ}), carga máxima ($\Delta F/F$), deflexión en carga máxima ($\Delta u/u$) y deformación del hormigón en carga máxima en la zona seleccionada ($\Delta\epsilon/\epsilon$). El SCM hizo las mejores predicciones en términos de $\Delta F/F$ y $\Delta u/u$ (pero casi iguales a las obtenidas por el LDPM para este último indicador); el DCM fue el mejor en términos de Err_F ; el LDPM destacó en términos de $\Delta\epsilon/\epsilon$ y Err_{ϵ} , pero sus predicciones no fueron muy diferentes a las de CDP para este último indicador.

- 5) El patrón de fisuración de las simulaciones de los participantes en las posiciones segunda y tercera corresponden claramente a un fallo por cortante, lo cual no es evidente en el patrón del participante que ha quedado en primera posición.

Cabe señalar que los indicadores de predicción no deben dissociarse del número de propuestas por cada clase de modelos ni de la experiencia de los participantes ya que, en algunos casos, éstos tienen participación, directa o indirecta, en el desarrollo del programa que utilizan.

Los autores de este artículo quieren realizar un análisis más profundo de las propuestas recibidas, con el objetivo de captar las fortalezas y debilidades de los modelos constitutivos utilizados para el tipo de estructura analizada, y de proporcionar información útil para los proyectistas que utilizan los tipos de modelos adoptados en esta BSC. Se invitará a los participantes con mejor capacidad predictiva en las clases de modelos más utilizados a colaborar con los autores en las actividades indicadas. Además, el *fib* WG 2.4.1 busca dar continuidad a este tipo de BSC, ya que es una metodología fiable para recopilar programas experimentales exhaustivos y para la evaluación de la capacidad predictiva de modelos constitutivos disponibles y futuros.

Agradecimientos

Los autores agradecen el apoyo brindado por FCT a través del proyecto ICoSyTec, referencia PTDC/ECICON/27990/2017, y PGC2018-097116-A-I00 (MCIU/AEI/FEDER, UE). Además, expresan su agradecimiento a las empresas Casais, para la producción de las vigas, y CiviTest, para la ejecución de las probetas y los ensayos experimentales de caracterización de las propiedades mecánicas del SFRC y de las armaduras convencionales de la BSC. Por último, pero no menos importante, agradecen el apoyo de la *fib* en la difusión de la BSC.

Referencias

1. Mobasher, B.; Barros, J.A.O.; Naaman, A.E.; Destree, X.; et al. 2015. Report on design and construction of steel fiber-reinforced concrete elevated slabs, ACI 544.6R-15, Reported by ACI Committee 544.
2. Bentur, A.; Mindess, S., 2007. *Fibre Reinforced Cementitious Composites*, 2nd edition, Francis & Taylor, UK.
3. Craig, R. 2006. Malmo's constructions starts, *Tunneling & Trenchless Construction*, 12-14.
4. Craig, R. 2004. Dartford cable tunnel, *Tunneling & Trenchless Construction*, 17-19.
5. Gambarova, P. 2004. Overview of Recent Advancements in FRC Knowledge and Applications with Specific Reference to High Temperature. *Proceedings, RILEM Technical Meeting*, pp. 125-140.

6. Balaguru, P.N.; Shah, S.P., 1992. *Fiber reinforced cement composites*, McGraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series.
7. Kaufmann W, Amin A, Beck A, Lee M., 2019, Shear transfer across cracks in steel fibre reinforced concrete. *Eng Struct.*;186: 508–524. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.02.027>
8. Matos LMP, Barros JAO, Ventura-Gouveia A, Calçada R. 2020. Constitutive model for fibre reinforced concrete by coupling the fibre and aggregate interlock resisting mechanisms. *Cem Concr Compos J.*;111:103618. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2020.1036>.
9. Cavagnis F, Ruiz MF, Muttoni A. 2015. Shear failures in reinforced concrete members without transverse reinforcement: An analysis of the critical shear crack development on the basis of test results. *Eng Struct.*;103:157–173. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.09.015>.
10. Foster, S.J.; Lee, G.G.; Htut, T.N.S. 2007, Radiographic imaging for the observation of modes I and II fracture in fibre reinforced concrete *Paper presented at: The 6th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*, p.8. URL <https://framcos.org/FraM-CoS-6/410.pdf>
11. Jang S-J, Jeong G-Y, Yun H-D. 2018. Use of steel fibers as transverse reinforcement in diagonally reinforced coupling beams with normal- and high-strength concrete. *Construct Build Mater.* ISSN 09500618;187:1020–1030. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.08.063>.
12. Adebar P, Mindess S, St-Pierre D, Olund B. 1997. Shear tests of fiber concrete beams without stirrups. *ACI Struct J.*;94(1):68–76.
13. Kwak Y-K, Eberhard MO, Kim W-S, Kim J. 2002, Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups. *ACI Struct J.*;99(4):530–538.
14. Minelli F, Plizzari GA, Vecchio FJ., 2007, *Influence of steel fibers on full-scale RC beams under shear loading*. In: Carpinteri A, Gambarova PG, Ferro G, Plizzari GA, editors. *Fracture mechanics of concrete structures—High performance concrete, brick-masonry and environmental aspects*. London: Taylor and Francis; p. 1523–1531.
15. Aoude H, Belghiti M, Cook WD, Mitchell D., 2012, Response of steel fiber-reinforced concrete beams with and without stirrups. *ACI Struct J.*;109(3):359–368.
16. Conforti A, Minelli F, Plizzari GA., 2013, Wide-shallow beams with and without steel fibres: A peculiar behaviour in shear and flexure. *Compos Part B Eng.*;51:282–290.
17. Singh B, Jain K., 2014, Appraisal of steel fibers as minimum shear reinforcement in concrete beams. *ACI Struct J.*;111(5):1191–1202.
18. Amin A, Foster SJ., 2016, Shear strength of steel fibre reinforced concrete beams with stirrups. *Eng Struct.*;111:323–332.
19. Frazão, C.M.V.; Barros, J.A.O.; Camões, A.F.L.L.; Alves, A.; Rocha, L., 2016, Corrosion effects on pullout behavior of hooked steel fibers in self-compacting concrete, *Cement and Concrete Research*, 79, 112-122, January 2016. <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2015.09.005>.
20. Frazão, C.M.V., 2019, *Recycled steel fiber reinforced concrete for Structural elements subjected to chloride attack: mechanical and durability performance*, PhD thesis, University of Minho.
21. Nobili, A.; Lanzoni, L.; Tarantino, A.M., 2013, Experimental investigation and monitoring of a polypropylene-based fiber reinforced concrete road pavement, *Construction and Building Materials*, 47, 888-895.
22. Chen Y.; Cen G.; Cui, Y., 2018, Comparative analysis on the anti-wheel impact performance of steel fiber and reticular polypropylene synthetic fiber reinforced airport pavement concrete under elevated temperature aging environment, *Construction and Building Materials* 192, 818–835, ISSN 09500618, doi: [10.1016/j.conbuildmat.2018.10.175](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.175).
23. Yang, M.; Shin, H.-O.; Yoo, D.-Y., 2017, Benefits of using amorphous metallic fibers in concrete pavement for long-term performance, *Archives of Civil and Mechanical Engineering* 17 (4), 750–760, ISSN 16449665, doi: [10.1016/j.acme.2017.02.010](https://doi.org/10.1016/j.acme.2017.02.010).
24. Conforti, A.; Tiberti, G.; Plizzari, G.A.; Caratelli, A.; Meda, A., 2017, Pre-cast tunnel segments reinforced by macro-synthetic fibers, *Tunnelling and Underground Space Technology* 63, 1–11, ISSN 08867798, doi: [10.1016/j.tust.2016.12.005](https://doi.org/10.1016/j.tust.2016.12.005).
25. Soetens, T., 2015, *Design models for the shear strength of prestressed precast steel fibre reinforced concrete girders*, PhD thesis, Gent University.
26. Gonilha, J.A.; Barros, J.A.O.; Correia, J.R.; Sena-Cruz, J.M.; Branco, F.A.; Ramos, L.F.; Gonçalves, D.F.; Alvim, M.R.; Santos, T., 2014, Static, dynamic and creep behaviour of a full-scale GFRP-SFRSCC hybrid footbridge, *Composite Structures* 118, 496–509, ISSN 02638223, 2014. doi:[10.1016/j.compstruct.2014.08.009](https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2014.08.009).
27. Barros, J.A.O., 2016, Fiber reinforced concrete and glass fibre reinforced polymer systems for the development of more sustainable construction systems, in: *9th RILEM International Symposium on Fiber Reinforced Concrete, BEFIB*, Vancouver, Canada,.
28. Abrishambaf, A.; Cunha, V.; Barros, J.A.O., 2016, The influence of fibre orientation on the post-cracking tensile behaviour of steel fibre reinforced self-compacting concrete, *Fracture and Structural Integrity Journal*, Volume 31, 1, 38-53, January 2016.
29. Ferrara, L.; Meda, A., 2006, Relationship between fibre distribution, workability and the mechanical properties of SFRC applied to precast roof elements, *Materials and Structures*, 39, 411-420.
30. Ozyurt, N.; Mason, T.O.; Shah, S.P., 2007, Correlation of Fibre Dispersion, Rheology and Mechanical Performance of FRCs, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 29, No.2, 70-79.
31. Ferrara, L.; Ozyurt, N.; di Prisco, M., 2011, High mechanical performance of fibre reinforced cementitious composites: the role of -casting-flow induced- fibre orientation, *Materials and Structures*, 44, 109 – 128.
32. Gudzulic, V.; Dang, T.; Meschke, G., 2018, Computational modeling of fiber flow during casting of fresh concrete, *Computational Mechanics*, 63(6), 1111-1129.
33. Carvalho, M.R.; Barros, J.A.O.; Zhang, Y.; Dias-da-Costa, D., 2020, A computational model for simulation of steel fibre reinforced concrete with explicit fibres and cracks, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Elsevier, 363: 112879, (doi: <https://doi.org/10.1016/j.cma.2020.112879>).
34. Chi, Y.; Yu, M.; Huang, L.; Xu, L., 2017, Finite element modeling of steel-polypropylene hybrid fiber reinforced concrete using modified concrete damaged plasticity, *Engineering Structures*, 148, 23-35.
35. Zhan, Y.; Meschke, G., 2017, Adaptive Crack Modeling with Interface Solid Elements for Plain and Fiber Reinforced Concrete Structures. *Materials*, 10(7), 771.
36. Dancygier, A. N.; Berkover, E., 2016, Cracking localization and reduced ductility in fiber-reinforced concrete beams with low reinforcement ratios, *Engineering Structures*, 111, 411-424.
37. Teixeira, M.D.E.; Barros, J.A.O.; Cunha, V.M.C.F.; Moraes-Neto, B.N.; Ventura-Gouveia, A., 2015, Numerical simulation of the punching shear behaviour of self-compacting fibre reinforced flat slabs, *Construction and Building Materials journal*, 74, 25-36, January 2015. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2014.10.003. <http://hdl.handle.net/1822/38262>
38. Deluce, J. R.; Lee, S. C.; Vecchio, F. J., 2014, Crack Model for Steel Fiber-Reinforced Concrete Members Containing Conventional Reinforcement, *ACI Structural Journal*, 111(1), 93–102. <https://doi.org/10.14359/51686433>
39. Cunha, V.M.C.F.; Barros, J.A.O.; Sena-Cruz, J.M., 2012, A finite element model with discrete embedded elements for fibre reinforced composites, *Computers and Structures Journal*, 94-95, 22-33.
40. Oliver, J.; Mora, D.F.; Huespe, A.E.; Weyler, R., 2012, A micromorphic model for steel fiber reinforced concrete, *International Journal of Solids and Structures*, 49(21): 2990-3007.
41. Lee, S.C.; Cho, J.Y.; Vecchio, F.J., 2011, Diverse Embedment Model for Steel Fiber-Reinforced Concrete in Tension: Model Verification, *ACI Materials Journal*, 108(5), 526–535. <https://doi.org/10.14359/51685787>.
42. Seow P.E.C.; Swaddiwudhipong, S., 2006, Modeling of steel fiber-reinforced concrete under multi-axial loads, *Cement and Concrete Research*, 36, 1354–1361.
43. Padmarajaiah, S.K.; Ramaswamy, A., 2002, A finite element assessment of flexural strength of prestressed concrete beams with fibre reinforcement, *Cement and Concrete Composites*, 24, 229-241.
44. Vorel J.; Kabele, P., 2019, Inverse analysis of traction-separation relationship based on sequentially linear approach, *Computers & Structures*, vol. 212, pp. 125–136, Feb. 2019.
45. Soltanzadeh, F.; Cunha, V.M.C.F.; Barros, J.A.O., 2019, Assessment of different methods for characterization and simulation of post-cracking behavior of self-compacting fiber reinforced concrete, *Construction and Building Materials Journal*, 227, 116704, December 2019. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.116704>
46. Salehian, H.; Barros, J.A.O., 2015, Assessment of the performance of steel fibre reinforced self-compacting concrete in elevated slabs, *Cement and Concrete Composites*, 55, 268-280, January 2015. DOI: 10.1016/j.cemconcomp.2014.09.016. <http://hdl.handle.net/1822/38275>

47. Rots J.G.; Nauta P.; Kusters G.M.A.; Blaauwendraad, J., 1985, Smearred crack approach and fracture localization in concrete, *HERON*, 30(1), 1-48.
48. Rots, J.G., 1988, *Computational modeling of concrete fracture*, PhD Thesis, Delft University of Technology.
49. Pruijssers A.F., 1985, Description of the stiffness relation or mixed-mode fracture problems in concrete using the rough-crack model of Walraven, *TU-Delft Report, Department of Civil Engineering*, No. 5-28-2.
50. Cervenka V.; Pukl H.; Eligehausen R., 1990, Computer simulation of anchoring technique and design of concrete structures, *Proc. Second Intern. Conf. on Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures*, Zell am See, Austria, 1-19.
51. Rots J.G.; de Borst R., 1987, Analysis of mixed mode fracture in concrete, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 113(11), 1739-1758.
52. Ventura Gouveia, A.; Barros, J.A.O.; Azevedo, A.F.M., 2011, Crack constitutive model for the prediction of punching failure modes of fiber reinforced concrete laminar structures, *Computers & Concrete*, 8(6), 735-755.
53. Vecchio FJ., 2001, Non-linear finite element analysis of reinforced concrete: At the crossroads? *Struct Concr.* 2001;2:201-212.
54. Collins MP, Vecchio FJ, Mehlhorn G., 1985, An international competition to predict the response of reinforced concrete panels. *Canadian J Civil Eng*;12:624-644.
55. Foster SJ, Agarwal A, Amin A., 2018, Design of SFRC beams for shear using inverse analysis for determination of residual tensile strength. *Struct Concr*;19:129-140.
56. Cuenca E, Conforti A, Minelli F, Plizzari GA, Gregori JN, Serna P., 2018, A material-performance-based database for FRC and RC elements under shear loading. *Mater Struct*.;51(11):1130-1137.
57. Barros JAO, Foster S., 2018, An integrated approach for predicting the shear capacity of fibre reinforced concrete beams. *Eng Struct J*.;174:346-357. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.07.071>.
58. *fib Model Code 2010: fib Model Code for Concrete Structures*, 2010.
59. NP EN 12390-3:2011. Testing hardened concrete - Part 3: Compressive strength of test specimens.
60. NP EN 12390-13:2014. Testing hardened concrete - Part 13: Determination of secant modulus of elasticity in compression.
61. NP EN ISO 6892-1:2016. Metallic materials - Tensile testing - Part 1: Method of test at room temperature.

ANEXO A RESULTADOS DE LOS PARTICIPANTES

Las figuras A1 a A10 muestran los resultados de cada participante. Las curvas promedio experimental y numérica de carga-deflexión y deformación-deflexión se muestran en la parte izquierda de cada figura. Nótese que para una mejor comparación de resultados, las escalas de carga y deflexión se han mantenido iguales en todas las figuras. El patrón de fisuras obtenido en carga máxima se muestra en la parte derecha de las figuras.

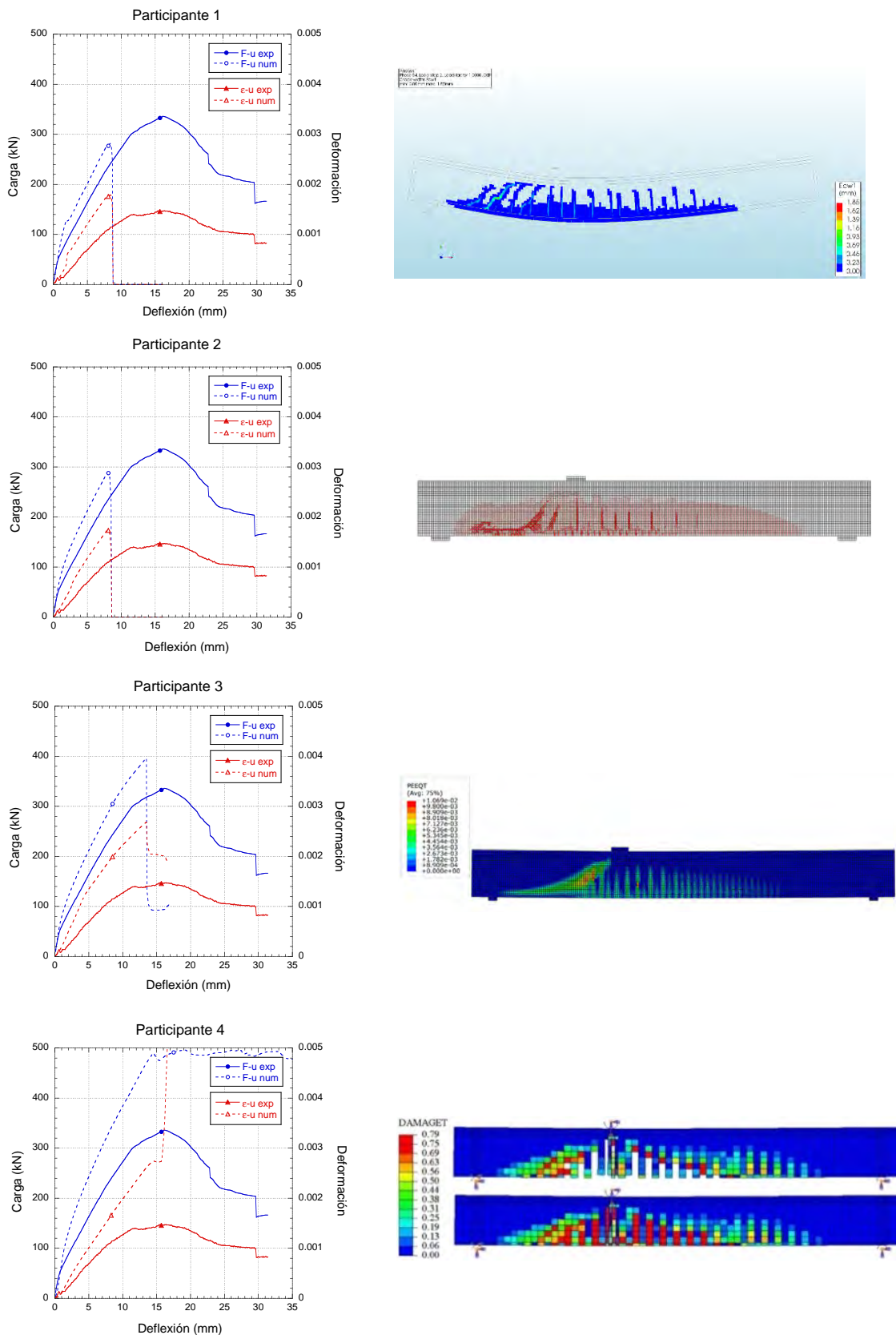


Figura A1 - Resultados de los participantes 1 a 4.

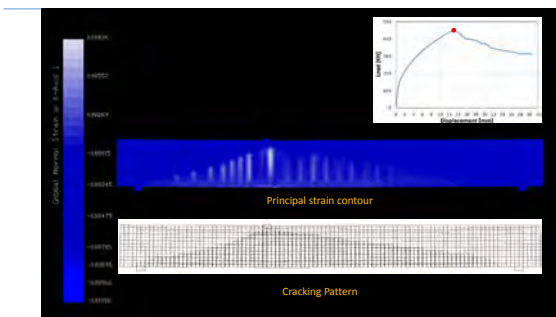
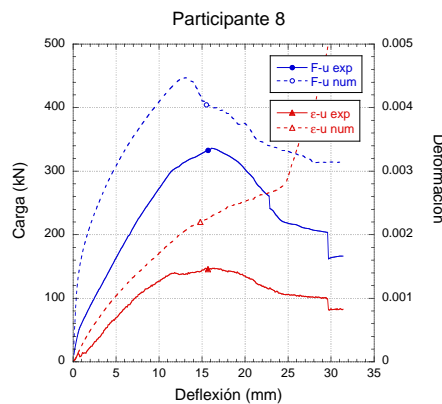
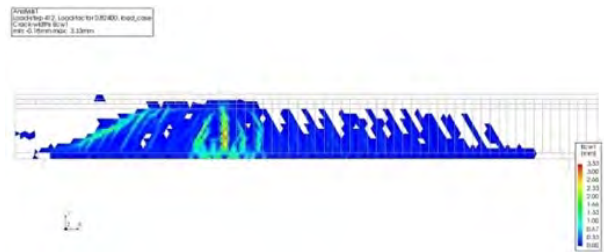
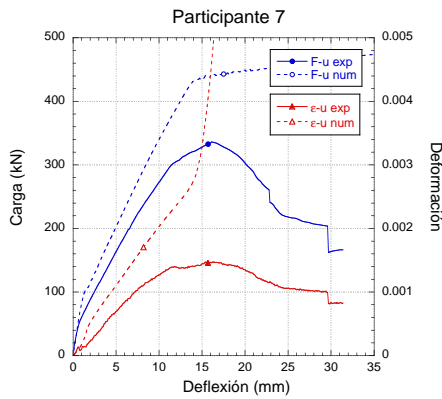
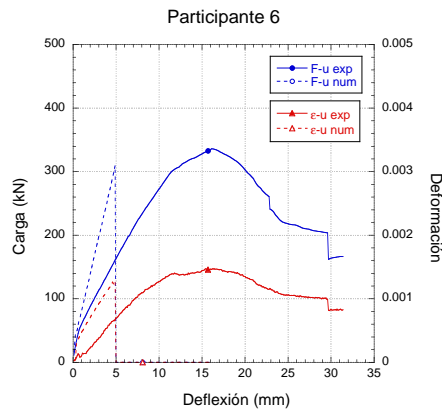
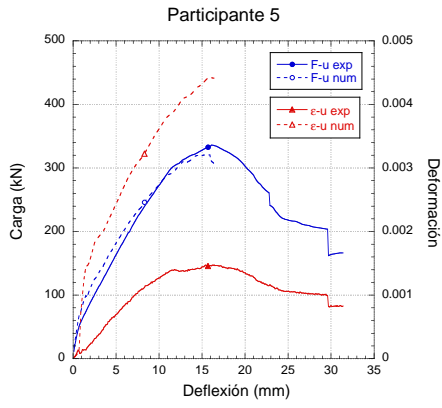


Figura A2 – Resultados de los participantes 5 a 8.

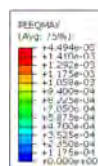
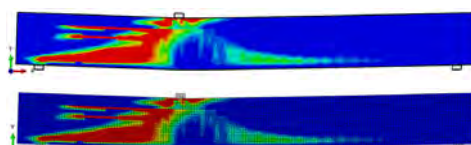
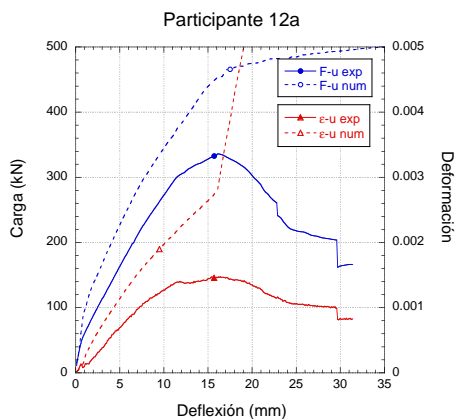
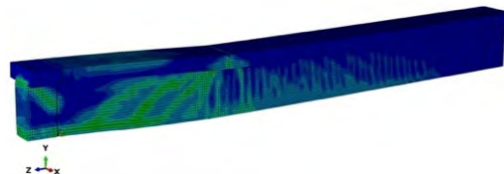
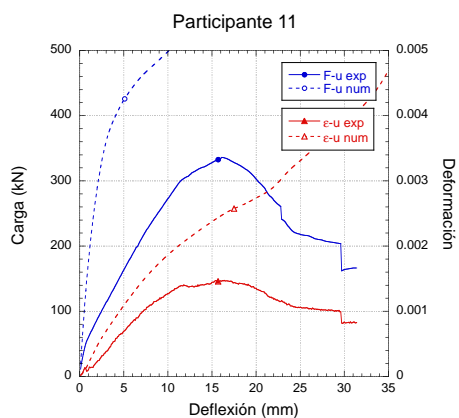
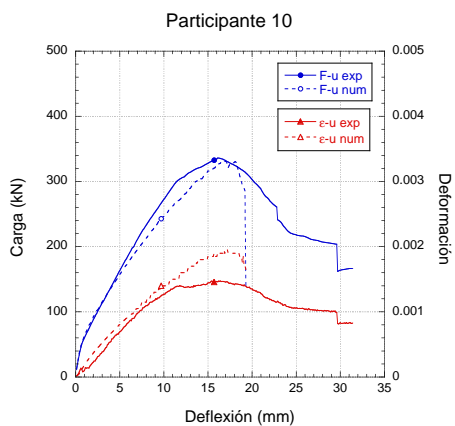
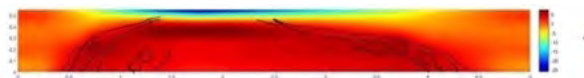
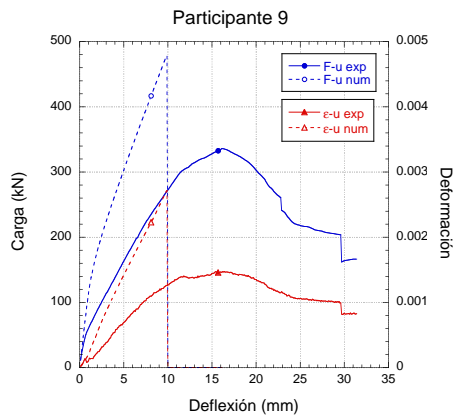


Figura A3 – Resultados de los participantes 9 a 12a.

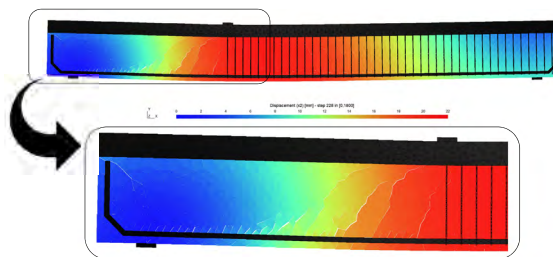
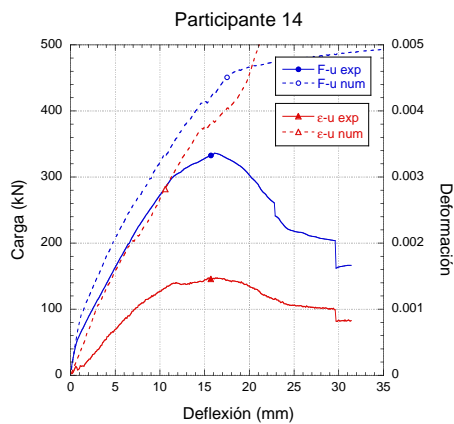
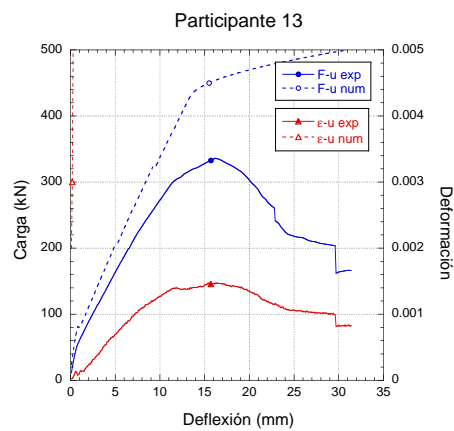
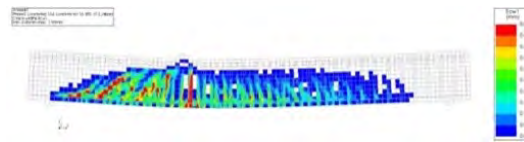
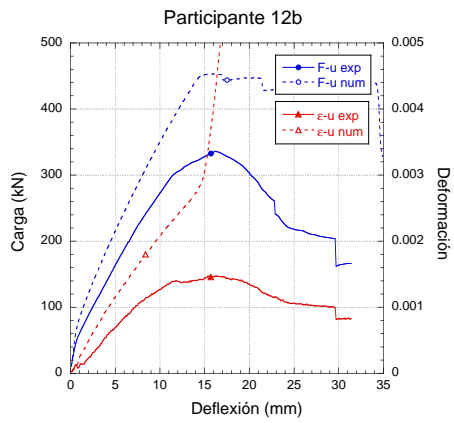


Figure 6. Deformation of the beam ($\times 2$) and cracking patterns at Peak (step 228) – flange material cannot crack

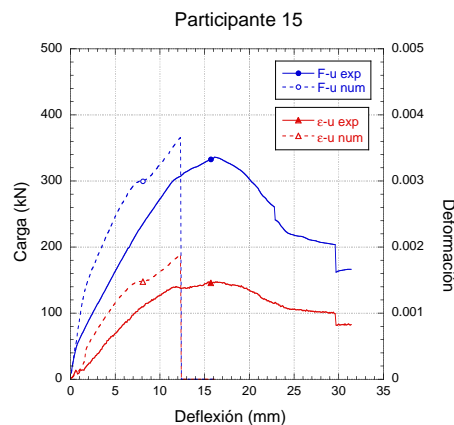


Figura A4 - Resultados de los participantes 12b a 15.

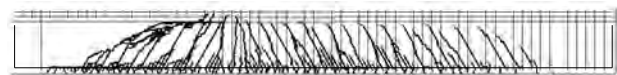
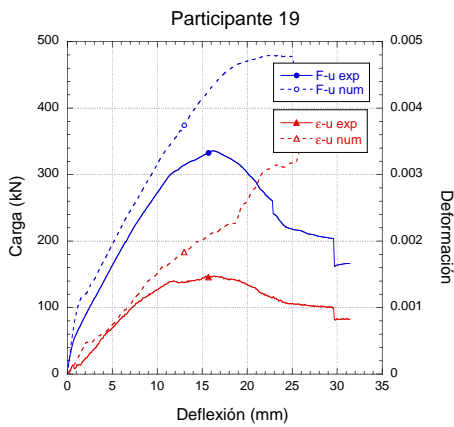
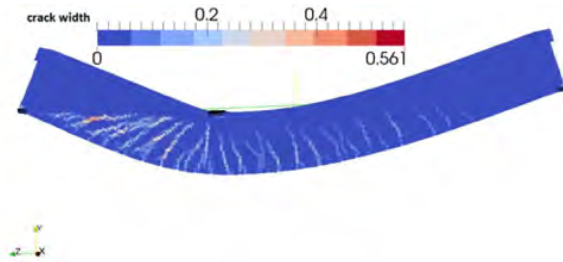
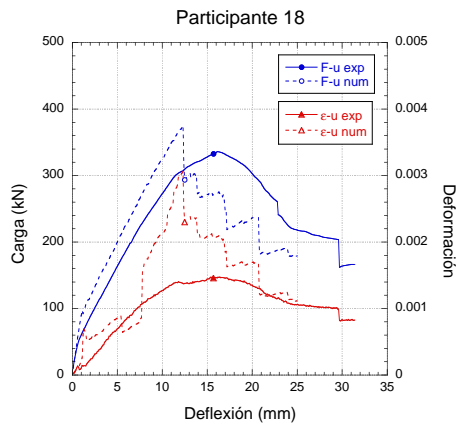
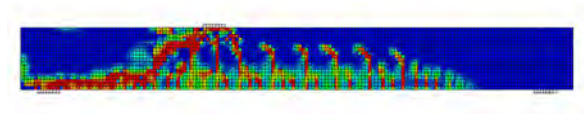
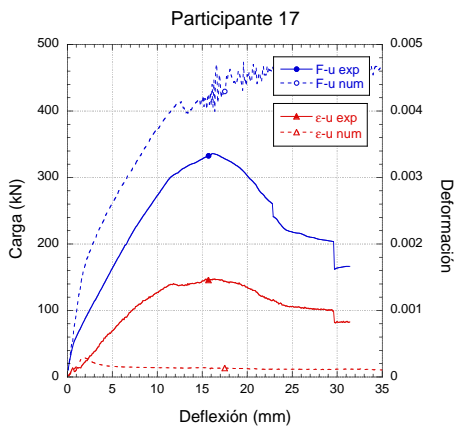
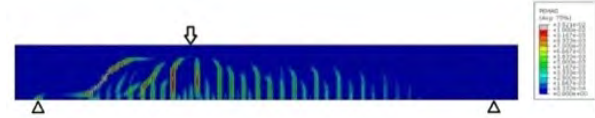
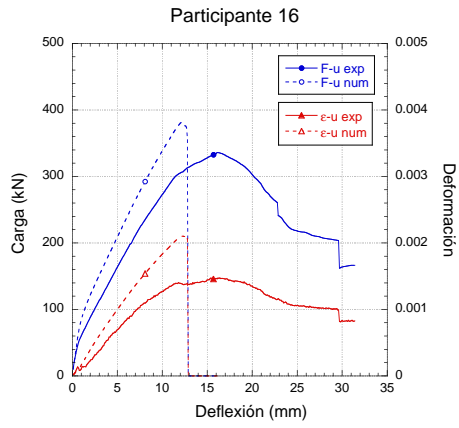


Figura A5 - Resultados de los participantes 16 a 19.

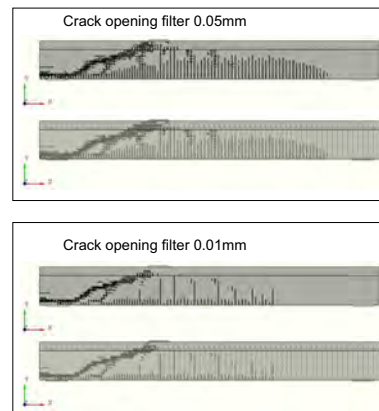
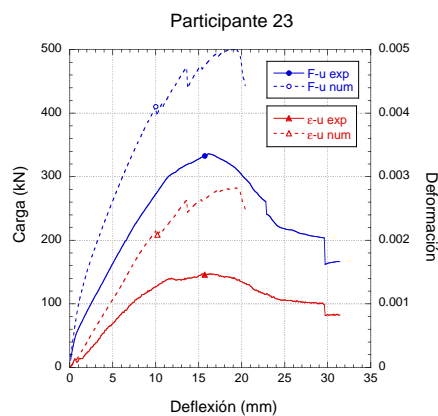
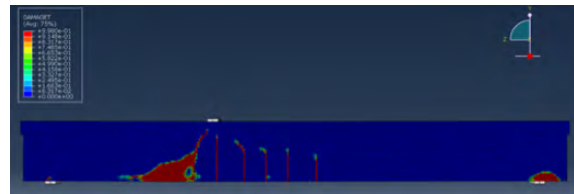
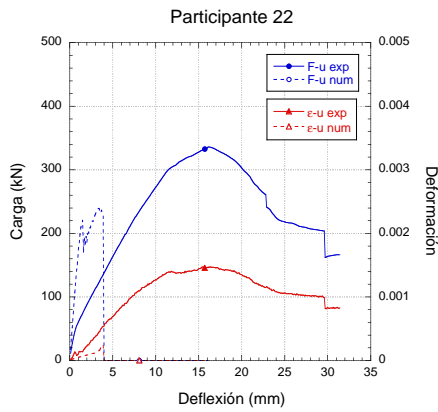
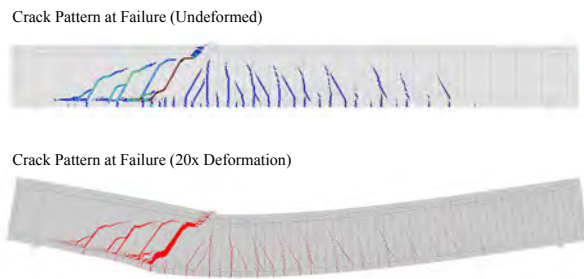
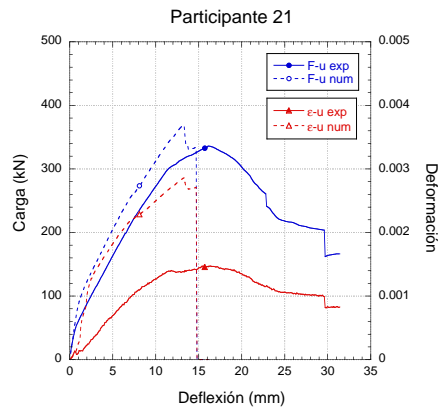
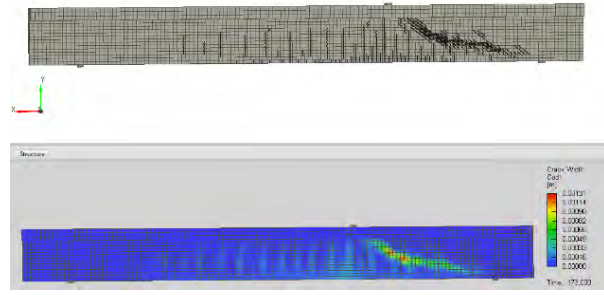
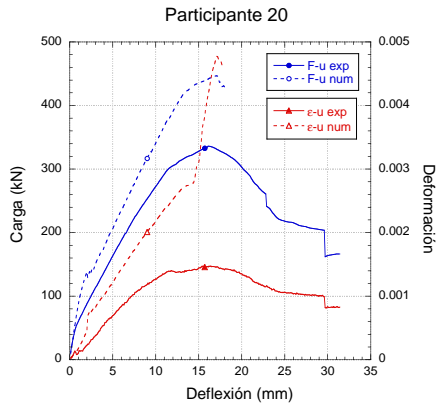


Figura A6 - Resultados de los participantes 20 a 23.

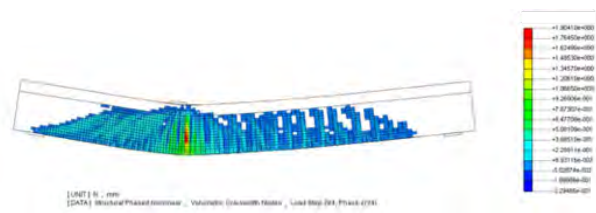
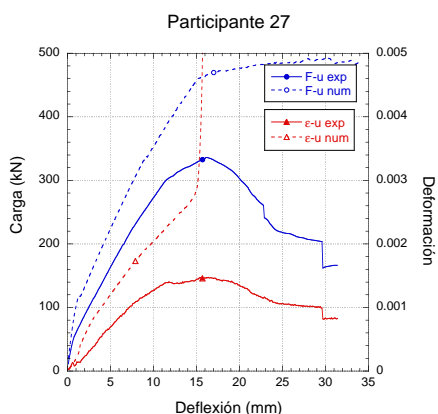
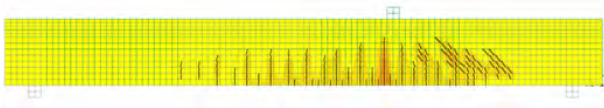
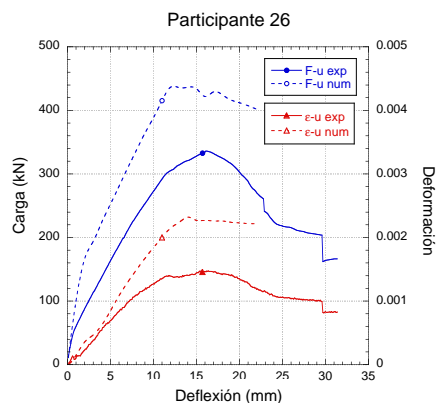
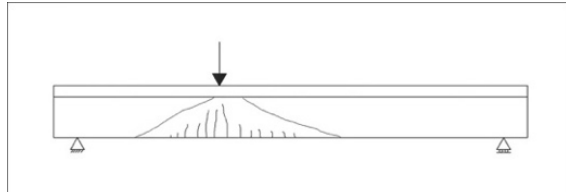
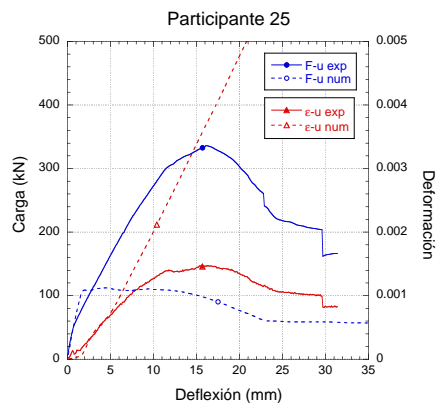
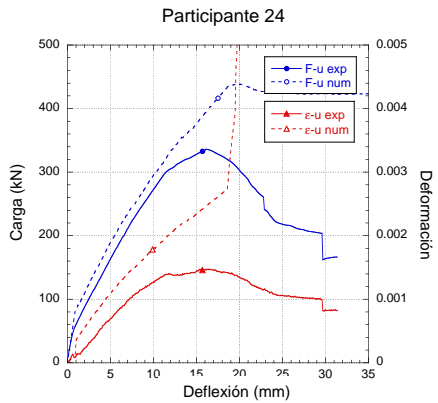


Figura A7 - Resultados de los participantes 24 a 27.

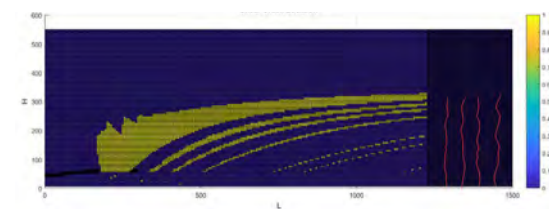
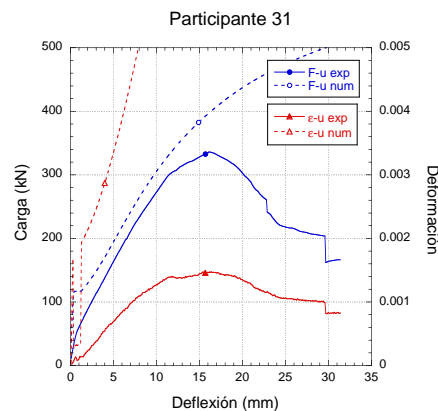
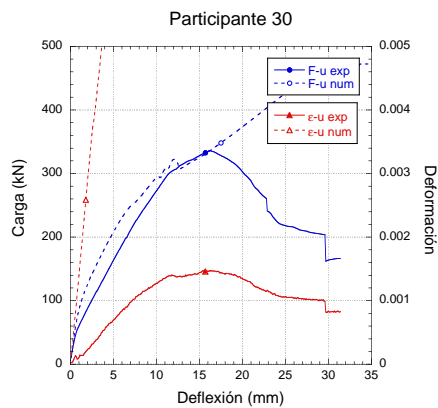
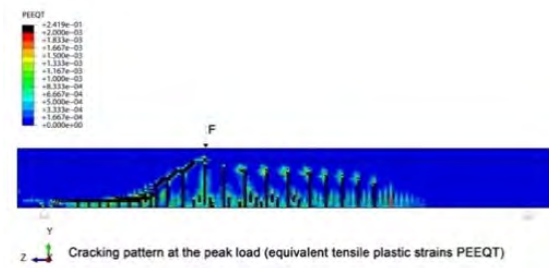
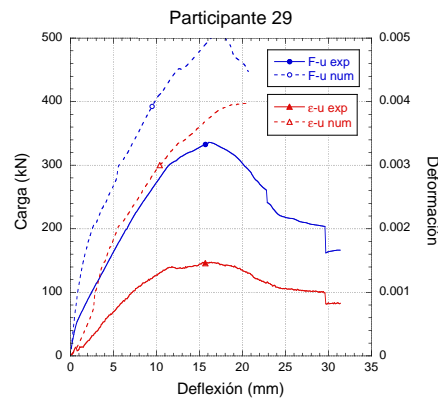
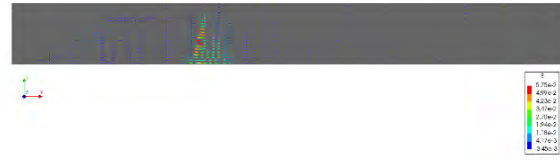
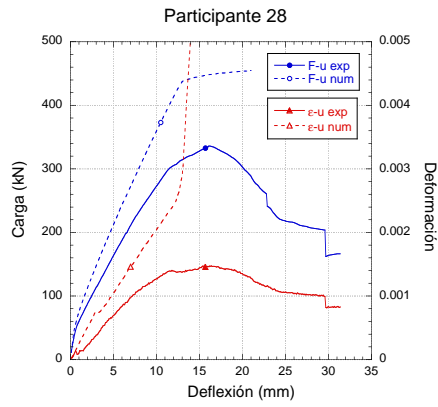


Figure a. collective crack pattern of flexural and shear at the ultimate load (467.29kN) Red lines represent flexural cracks due to normal stress larger than 3.5 MPa in localized zone. Yellow lines diagonal tension cracks outside Lp zone larger than 3.5 MPa.

Figura A8 - Resultados de los participantes 28 a 31.

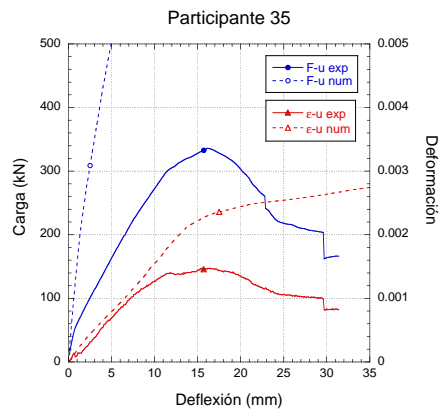
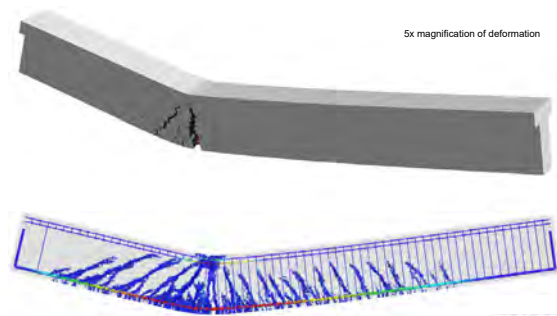
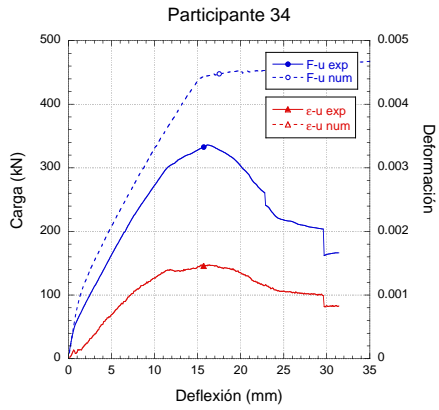
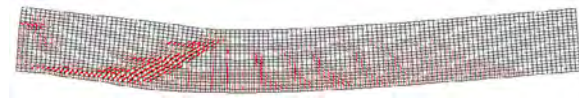
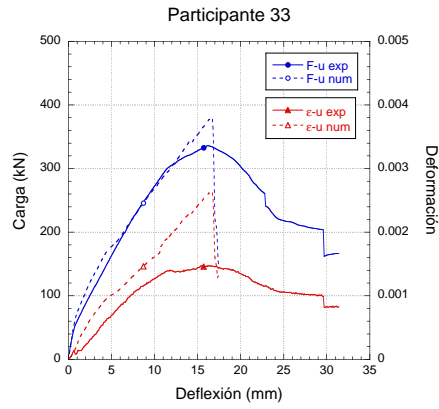
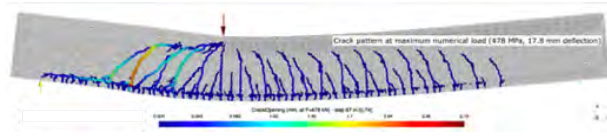
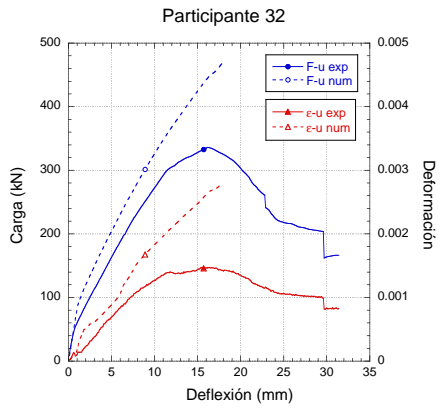


Figura A9 - Resultados de los participantes 32 a 35.

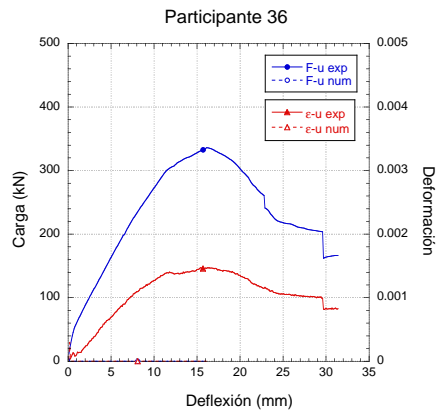


Figura A10 - Resultados del participante 36.

ANEXO B PARTICIPANTES

A continuación, se incluye la lista de participantes y su afiliación. Los autores les agradecen su participación en el concurso.

- Alejandro Nogales¹, Nikola Tošić², Albert de la Fuente²: ¹Smart Engineering Ltd, UPC Spin-Off, Barcelona, España; ²Civil and Environmental Engineering Department, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España
- Alexander Kagermanov: University of Applied Science Rapperswil, Suiza
- Antonio A. Cristian: Technical University of Civil Engineering of Bucharest
- Barzin Mobasher, Devansh Deepak Patel, Chidchanok Plesudjai: Material Model ASU Team
- Camille A. Issa, Najwa Hani: Lebanese American University
- Christoph Betschoga, Michael Huß, Yolcu Sever, Nguyen Duc Tung: Institute of Structural Concrete, Graz University of Technology, Graz, Austria
- Dong Xiang: Tongji University, China
- George Markou: Faculty of Engineering, University of Pretoria, Hatfield, Suráfrica
- Gerrit E. Neu, Michael Hofmann, Günther Meschke: Institute for Structural Mechanics, Ruhr University of Bochum, Alemania
- Gili L. Sherzer, Younes F. Alghalandis, Karl Peterson, Giovanni Grasselli: University of Toronto, Canada
- Giulio Zani, Matteo Colombo, Marco di Prisco: Politecnico di Milano, Department of Civil and Environmental Engineering, Italia
- Hiroki Ogura¹, Minour Kunieda²: ¹Shimizu Corporation, Japan, ²Gifu University, Japón
- Inkyu Rhee, Jae-Min Kim: Department of Civil Engineering, Chonnam National University, Gwangju, Corea del Sur
- Jaime Planas¹, Beatriz Sanz¹, José M. Sancho²: ¹Dep. Ciencia de Materiales, ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España, ²Dep. Estructuras de Edificación, ETS Arquitectura, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España
- Jan Červenka: Červenka Consulting
- Jia-Qi Yang, Zhiyuan Li, Peizhao Zhou, Chongfeng Xie: Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing, China
- José Joaquín Ortega: Universidad de Castilla-La Mancha, España
- Josef Landler, Sören Faustmann, Oliver Fischer: Technical University of Munich, Department of Civil, Geo and Environmental Engineering, Munich, Alemania
- Lex van der Meer, Kris Riemens, Srinidhi Ramadas, Yue Dai: ABT, Países Bajos
- Luís M.P. Matos¹, António V. Gouveia²: ¹Department of Civil Engineering, University of Minho, ²Department of Civil Engineering, Polytechnic Institute of Viseu, Portugal
- Marcos A. da Silva, Luiz C. de Almeida, Leandro Mouta Trautwein: Universidade Estadual de Campinas, School of Civil Engineering, Architecture and Urbanism, Laboratório de Modelagem Estrutural e Monitoração, Campinas-SP, Brasil
- Mário Pimentel, Rui Valente: University of Porto, Faculty of Engineering, Porto, Portugal
- Mladena Lukovic, Dawei Gu, Erik Schlangen: TU Delft, Países Bajos
- Mohmaed Hamza¹, Hamed Salem²: ¹Applied Science International, Cairo, Egypt, ²Structural Engineering Department, Cairo University, Egipto
- Monday Isojeh: Hatch Limited
- Osvaldo L. Manzoli¹, Luís A.G. Bitencourt Jr.², Yasmin T. Trindade²: ¹São Paulo State University, Department of Civil Engineering, Bauru-SP, Brazil, ²University of São Paulo, Department of Structural and Geotechnical Engineering, São Paulo-SP, Brasil
- Peter K. Juhasz, Peter Schaul: JPK Static Ltd, Department of Construction Materials and Technologies, Budapest University of Technology and Economics
- Pim van der Aa, Ab van den Bos: Diana FEA BV
- Rafael A. Sanabria: Universidade Estadual de Campinas, Laboratório de Modelagem Estrutural e Monitoração, Brasil
- Rutger Vrijdaghs: Department of Civil Engineering, KU Leuven, Bélgica
- Saeid Mehrpay¹, Tamon Ueda²: ¹Hokkaido University, Japan, ²Shenzhen University, RP China
- Shen Le^{1,2}, Ding Miao^{1,2}, Yang Bo^{1,2}: ¹School of Civil Engineering, Chongqing, China, ²Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Chongqing University, China
- Song Jin, Yating Tai, Yun Tian, Chenghuan Lin, Xiyao Zhao, Meng Zhang, Qingqing Wu, Jikai Zhou: College of Civil and Transportation Engineering, Hohai University, China
- Tiago Valente, Inês Costa, Lúcio Lourenço, Christoph de Sousa, Felipe Melo, Cristina Frazão: CiviTest-Pesquisa de Novos Materiais para a Engenharia Civil, Lda., Vila Nova de Famalicão, Portugal
- Zhongyue Tracy Zhang, Frank J. Vecchio: University of Toronto, Canada
- Ziyang Zhang, Linyou Zhang, Weiting Chen, Yong Li: Department of Bridge Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu, China

MAIN CHANGES IN THE EUROCODE 2 CONCRETE STRUCTURES

Scope

The new version of Eurocode 2 will include relevant changes with regard to the previous one that was approved in 2004 in most of the chapters and it will cover the evaluation and strengthening of existing structures, the fibre reinforced concrete structures and the use of stainless steel and FRP reinforcement.

There is a need to anticipate these changes for the sake of knowledge of the civil engineers and architects who are interested in concrete structures.

Some data

- This issue will include about 18 papers (see attachment) in English with the participation of authors from UNE CTN140/SC2 and CEN TC250/SC2
- Deadline to upload the first version of the papers: 30th of June 2022

Associate editor

- **Jesús Rodríguez**

Chairman of Spanish Mirror Group Eurocode 2 (UNE CTN140/SC2)
Chairman of FORESEE SRG (www.foreseeproject.eu)
and OMICRON EAB (www.omicronproject.eu)
Associate Professor in Structures, ETSAM (UPM)
Past R&D Director in Dragados

Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en el mecanismo de colapso y nivel de desempeño de edificaciones de hormigón armado

Influence of Dynamic Soil-Structure Interaction on the Failure Mechanism and Performance Level of Reinforced Concrete Buildings

Zenayda Corratgé Yzaguirre^a, Janet O. Martínez Cid^b, Willian Cobelo Criстіá^b

^a Msc. Ing. Civil. Universidad Tecnológica de la Habana José Antonio Echeverría. (La Habana, Cuba)

^b Dr. Ing. Civil. Universidad Tecnológica de la Habana José Antonio Echeverría. (La Habana, Cuba)

Recibido el 11 de agosto de 2020; aceptado el 9 de abril de 2021

RESUMEN

En el presente artículo se analiza la influencia de la consideración de la interacción dinámica suelo-estructura (IDSE) en el comportamiento estructural de una edificación de diez niveles de hormigón armado con tipología mixta sometida a carga sísmica. Para ello se implementó el método estático no lineal *push-over* mediante el software ETABS V17. La IDSE es incorporada a través de los modelos de Pais & Kausel y Sargsian, considerándose las características de dos tipos de suelos: rígido y arcilla blanda contemplados en la NC 46:2017 [1]. Como principales resultados se observa, al incluir la IDSE, un aumento en los valores de desplazamiento en el tope de la edificación y de derivas por piso y una disminución de los valores de cortante basal para los cuales se alcanzan la fluencia global de la estructura y el mecanismo de colapso respectivamente. Adicionalmente, el nivel de desempeño de esta se aleja de lo recomendado por las normas.

2022 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Licencia de uso *Creative Commons* (CC BY-NC-ND 3.0).

PALABRAS CLAVE: Interacción dinámica suelo-estructura; análisis sísmico; *push-over*; nivel de desempeño; rótulas plásticas.

ABSTRACT

This paper deals with the influence of considering dynamic soil-structure interaction (DSSI) on the structural behavior of a ten-story reinforced concrete mixed typology building under seismic load. In order to do so, the non-linear static *push-over* method was implemented using the ETABS V17 software. The DSSI was included through the Pais & Kausel and Sargsian models, considering the characteristics of two types of soils: rigid and soft clay according to the NC 46:2017 [1]. As main results, when including the DSSI, an increase in the values of top displacement and drifts and a decrease in the values of basal shear for which the global fluency of the structure and its failure mechanism are reached, is observed. Additionally, the performance level of the structure is far from what is recommended by the codes.

2022 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. Creative Commons License (CC BY-NC-ND 3.0).

KEYWORDS: Dynamic soil-structure interaction; seismic analysis; *push-over*; performance level; plastic hinges.

1. INTRODUCCIÓN

Los efectos de los sismos en las edificaciones dependen de varios factores, entre los que se encuentran las características del propio sismo, la geometría y tipología de la edificación y el suelo sobre el cual se apoya la misma. Regularmente, en el

análisis y diseño de edificios ubicados en zonas de alto riesgo sísmico, se consideran empotradas las bases de las columnas del primer nivel. Esta consideración implica la asunción del suelo como infinitamente rígido, obviando la realidad del fenómeno. La respuesta estructural de una edificación sometida a cargas sísmicas se encuentra influenciada por la interacción entre el

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / email: zenaydacy2015@gmail.com (Zenayda Corratgé Yzaguirre).

suelo, la estructura de cimentación y la superestructura, conocida como interacción dinámica suelo-estructura (IDSE) [2].

La consideración de la IDSE en estructuras sometidas a cargas sísmicas, puede traer consigo una disminución de las sollicitaciones en la edificación, debido a la capacidad que tiene el suelo para absorber parte de la energía liberada por el sismo, evitando que esta llegue a la superestructura [3]. También pueden tener lugar incrementos en el desplazamiento en el tope de la edificación y de las derivas por piso, lo cual responde a que, al no considerar un empotramiento perfecto en la base, los desplazamientos comenzarían desde esta.

La concepción de una configuración en planta y elevación adecuadas, así como un diseño estructural que permita la disipación de energía sin que tengan lugar daños significativos, constituyen un aspecto importante a tener en cuenta cuando se trata de edificios sometidos a cargas sísmicas. Con este objetivo se han establecido, por parte de distintas normativas y códigos como [4], [5], [6], [7], [8], [9], el cumplimiento del principio de columna fuerte – viga débil, garantizando la generación de un mecanismo de colapso donde las rótulas plásticas surjan, primeramente, en las vigas. Cuando se incluye la IDSE pueden ocurrir variaciones en el mecanismo de colapso al modificarse el orden y lugar de aparición de las articulaciones plásticas lo que conduce a la pérdida de la condición de “columna fuerte - viga débil”, ya que los momentos de segundo orden debidos a la carga axial que actúa sobre las columnas del primer nivel y el desplazamiento generado por el cabeceo del edificio, son suficientemente grandes como para hacer incursionar a las columnas en la zona de comportamiento inelástico. Esto hace que se reduzca la capacidad de la estructura de poder distribuir la presencia de articulaciones plásticas de una manera más equitativa, concentrándose en los niveles más bajos en el momento de la reducción de resistencia.

Los códigos establecen niveles de desempeño recomendados en función de la importancia de la obra y del tipo de sismo que sobre esta incide [10], [11]. Investigaciones [11], [12] han evidenciado que el mecanismo de colapso puede verse afectado a partir de la inclusión de la IDSE en el análisis, lo que implica que el desempeño de la edificación pueda modificarse. Estos niveles de desempeño, que describen el estado límite de daño de la edificación, al modificarse con relación a la consideración de la base como empotrada, propician la incursión en rangos en los que la seguridad y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto pueden verse amenazadas.

Con relación a la altura de las edificaciones a partir de la cual debe incluirse la IDSE en los modelos de análisis, los estudios no son concluyentes. Autores [13] señalan la importancia de considerar la IDSE en edificios altos cimentados sobre suelos blandos, mientras que [14] destaca que dicho fenómeno debe ser incluido tanto en suelos blandos como firmes. En [15] se analiza el comportamiento ante carga sísmica de edificios de 5, 7, 10, 12 y 20 niveles, afirmando que el único caso donde los efectos de la IDSE no resultaron significativos fue en la edificación de 20 niveles, aspecto que se asocia con la relación entre el periodo del suelo y el de la estructura.

Los métodos para la representación de la IDSE en la modelación se dividen, de manera general, en dos grupos: los métodos directos y los métodos de subestructura. Cuando

se realiza un análisis directo, el suelo es representado como un continuo seguido de la cimentación y la superestructura. Entre la cimentación y el suelo se declara un elemento de interface y en los límites del suelo se declaran elementos de frontera. Estos análisis son usualmente realizados mediante la representación lineal de las propiedades del suelo a través de elementos finitos, diferencias finitas, entre otros. Estos métodos, a pesar de brindar una solución bastante exacta a los problemas de IDSE, se caracterizan por una alta complejidad desde el punto de vista computacional que representan, sobre todo cuando el sistema es geoméricamente complejo o se considera la no linealidad del suelo y de los materiales estructurales.

Los métodos de subestructura, entre los cuales se encuentran las formulaciones de Pais & Kausel y las de Sargsian, se caracterizan por la incorporación en los modelos de valores de rigidez equivalente en cuyo cálculo intervienen factores propios de la cimentación y del suelo sobre el cual se encuentra situada la obra. La rigidez y el amortiguamiento de la interacción suelo – cimentación son caracterizadas empleando funciones de impedancia relativamente simples o a través de una serie de resortes y amortiguadores. Dichas rigideces toman en cuenta características tales como las dimensiones de la cimentación, el módulo de cortante del suelo, el coeficiente de Poisson y los factores de corrección por profundidad de cimentación y por rigidez dinámica, brindando una adecuada aproximación al problema.

El presente trabajo tiene como objetivo identificar las modificaciones que tienen lugar en el mecanismo de colapso y en el nivel de desempeño alcanzado por una edificación de hormigón armado con tipología mixta de 10 niveles, a partir de la consideración de la IDSE en el análisis bajo la acción de carga sísmica. Se introduce la IDSE mediante las funciones de impedancia de Pais & Kausel incluidas en [16] y las formulaciones de Sargsian incluidas en [17] y se comparan los resultados con la base empotrada. Se modifica, además, el tipo de suelo, considerando la clasificación que para estos establece la NC 46: 2017 [1].

2.

DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN

Geometría

La estructura cuenta con 10 niveles de altura, siendo el primero de 3.00 m y el resto de 2.70 m, para un total de 27.30 m. Está compuesta por pórticos y tímpanos dispuestos en 12 módulos de 7.20 m x 7.20 m, no presentando irregularidades ni en planta ni en elevación. En la [figura 1](#) se muestra una planta del edificio y una vista tridimensional.

Las vigas cuentan con una sección transversal de 60 cm x 40 cm y las columnas son de sección cuadrada de 65 cm x 65 cm. Las losas son de 20 cm de espesor y los tímpanos de 25 cm, presentando estos últimos, continuidad estructural en todos los niveles.

Para las variantes donde se incluyó la IDSE, se modeló una losa de cimentación que responde a las propiedades de los suelos utilizados (Tabla 1) acordes a la clasificación que sobre estos establece la NC 46: 2017 [1] ([tabla 2](#)).

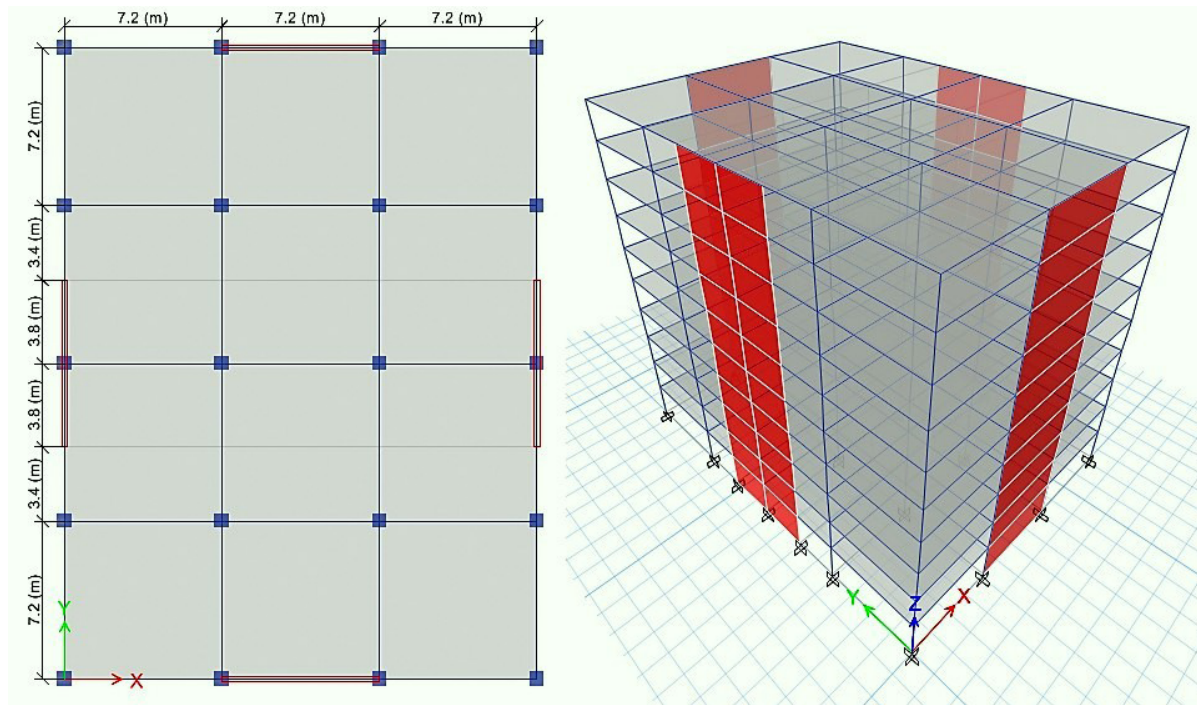


Figura 1. Planta y vista tridimensional de edificio. Fuente: Elaboración propia.

TABLA 1. Características de los suelos D y E. Fuente: Elaboración propia.

Suelo	Módulo de elasticidad E (kPa)	Cohesión C (kPa)	Ángulo de fricción ϕ (°)	Coefficiente de Poisson ν	Peso específico γ (kN/m ³)	Módulo de cortante G (kPa)
D	23000	49.6	14.5	0.30	18.5	8846
E	10000	50	10	0.35	16	1852

TABLA 2. Clasificación de los perfiles de suelo según NC 46: 2017 [1].

Tipo de perfil de suelo	Descripción	Definición
D	Perfiles de suelos rígidos de cualquier espesor que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante.	$180 \text{ m/s} \leq V_s \leq 360 \text{ m/s}$
E	Perfil de cualquier espesor que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante. Arcilla blanda.	$V_s < 180 \text{ m/s}$

El dimensionamiento de la losa de cimentación se obtuvo a partir de chequear la capacidad portante de la misma y los asentamientos absolutos y diferenciales que se producen. Las características de dicho elemento estructural se muestran en la tabla 3.

TABLA 3. Dimensionamiento de la losa de cimentación para cada suelo analizado. Fuente: Elaboración propia.

Suelo	Losa de cimentación			
	Espesor (m)	Lado menor (m)	Lado mayor (m)	Profundidad de cimentación (m)
D Suelo rígido	1	23	30	4
E Arcilla blanda	1	23	30	4

Materiales

Todos los elementos estructurales son de hormigón armado con una densidad de 24 kN/m³. La resistencia a compresión (f'_c) es de 35 MPa y su módulo de elasticidad de 2.8×10^4 MPa. El coeficiente de Poisson es 0.17.

Condiciones de borde

Las uniones columna-columna y viga-columna se consideran continuas. Las columnas y los tímpanos son continuos en toda la altura y las losas funcionan como un disco rígido.

En una primera variante, las bases de las columnas y tímpanos se consideraron empotradas. Al incluirse la IDSE, se emplearon resortes que representan el suelo en la modelación y a los que le fueron asignados un valor de rigidez en cuyo cálculo intervienen parámetros del suelo y de la estructura de cimentación.

Cargas

Cargas permanentes y de uso

Para la determinación de las cargas permanentes y de uso se emplearon las normas NC 283: 2003 [18] y NC 284: 2003 [19] respectivamente. En la tabla 4 se muestran los valores de sobrecarga anteriormente referenciados.

TABLA 4. Sobrecargas permanentes y de uso. Fuente: Elaboración propia

Elemento	Sobrecarga permanente (kN/m ²)	Sobrecarga de uso (kN/m ²)
Losa de entrepiso	2.90	1.50
Losa de cubierta	1.87	2.00

Carga sísmica

El edificio se encuentra ubicado en el municipio Santiago de Cuba, correspondiente con la zona sísmica 5 según la clasi-

cación de la NC 46: 2017 [1]. La edificación no posee ninguna irregularidad en planta o elevación y no excede los 50 m de altura sobre la base por lo que la carga sísmica será determinada mediante la aplicación del Método Estático Equivalente, según los requisitos establecidos en la NC 46: 2017 [1].

La tabla 5 muestra los parámetros propios del sitio donde se encuentra ubicada la obra, fundamentales para la confección del espectro sísmico.

TABLA 5. Sobrecargas permanentes y de uso. Fuente: Elaboración propia

Provincia	Municipio	So(g)	Ss(g)	S1(g)	TL(s)	Zona
Santiago de Cuba	Santiago de Cuba	0.513	1.035	0.428	6	5

Donde S_s es la ordenada espectral de periodo corto; S_1 la ordenada espectral con periodo de 1 s y T_L , el periodo de transición del periodo largo.

Se consideró el sismo de diseño como básico u ordinario, con un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años de vida útil correspondiente a un periodo de retorno de 475 años. La edificación se ha clasificado como obra ordinaria con un nivel de protección sísmica D. Por tanto, según lo establecido en [1], el nivel de desempe-

ño aceptado sería el operativo. Para determinar el nivel de diseño se debe emplear un factor de escalado K_d , que en este caso resulta igual a 0.66.

Las ordenadas espectrales (S_a) se determinarán según el valor del periodo de vibración de la estructura (T) según las expresiones de la (1) a la (4) contenidas en la NC 46: 2017 [1].

$$S_a = S_{DS} (0,4 + 0,6 T/T_0) \text{ para } T \leq T_0 \quad (1)$$

$$S_a = S_{DS} \text{ para } T_0 < T \leq T_s \quad (2)$$

$$S_a = S_{DS}/T \text{ para } T_s < T \leq T_L \quad (3)$$

$$S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2} \text{ para } T > T_L \quad (4)$$

Siendo:

S_{DS} la aceleración espectral de diseño para periodos cortos; S_{D1} , la aceleración espectral de diseño para periodos largos; T_0 y T_s , los periodos de esquina del espectro junto con T_L .

En las figuras 2 y 3 se muestran los espectros de diseño para los suelos D y E respectivamente.

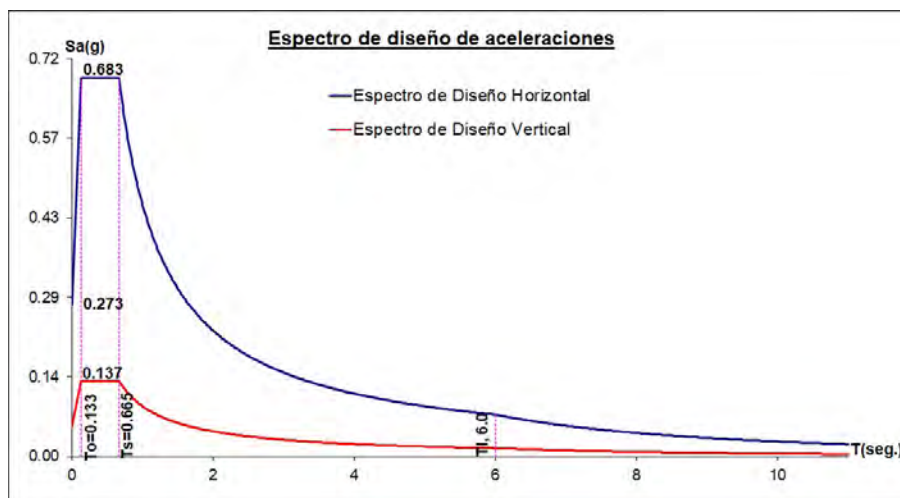


Figura 2. Espectro de diseño de aceleraciones horizontal y vertical para el suelo rígido (D). Fuente: Elaboración propia

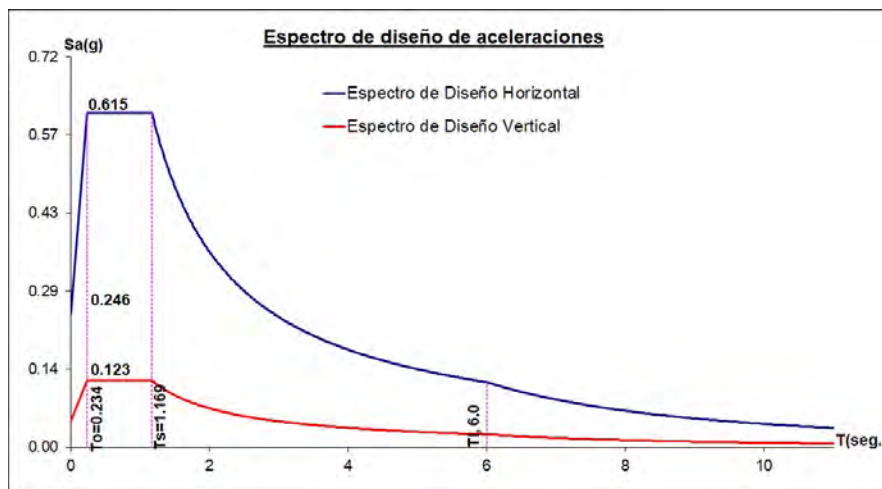


Figura 3. Espectro de diseño de aceleraciones horizontal y vertical para la arcilla blanda (E). Fuente: Elaboración propia.

Periodo propio de la estructura

En un edificio sometido a cargas sísmicas, se considera como peso efectivo aquel que se encuentra físicamente ligado a la estructura. De acuerdo con [1] y [20] se incluirá, para la determinación del periodo de oscilación, la totalidad de las cargas permanentes y el 25% de las cargas de utilización obteniéndose, como valores de este parámetro al considerar la base empotrada, 0.601 s y 0.618 s en las direcciones de análisis “x” y “y” respectivamente. Para ello se empleó el software de análisis y diseño ETABS V17.

3. REQUISITO COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL

El análisis estático no lineal Push – Over se lleva a cabo con el objetivo de evaluar el desempeño alcanzado por la estructura, evidenciado también en el orden y lugar de aparición de las rótulas plásticas, aspecto que se encuentra estrechamente vinculado al criterio de columna fuerte – viga débil. Por tanto, para implementar este método de análisis se debe, previamente, realizar el diseño estructural de los elementos columna y viga, el cual debe satisfacer la relación (5) planteada en [4]:

$$\Sigma M_{nc} \geq (6 / 5) \Sigma M_{nb} \quad (5)$$

Esta relación hace referencia a los momentos resistentes de las vigas (M_{nb}) y columnas (M_{nc}) que llegan a un mismo nudo. En la tabla 6 se muestra la relación obtenida para el caso de estudio según el tipo de suelo analizado, evidenciándose que, en todos los casos, dicha relación es mayor de 1,2, valor requerido en [4]. Para determinar estos valores se siguió el procedimiento establecido en [21].

TABLA 6.
Relación en la zona del nudo para los suelos analizados.
Fuente: Elaboración propia.

Suelo	$\Sigma M_{nc} / \Sigma M_{nb}$ (Para M2 en columna)	$\Sigma M_{nc} / \Sigma M_{nb}$ (Para M3 en columna)
Suelo rígido	1.36	1.70
Arcilla blanda	1.46	1.46

4. PROCESO DE CÁLCULO PARA LA INCLUSIÓN EN EL MODELO DE LA IDSE

Para la inclusión de la IDSE en el análisis se consideraron las funciones de impedancia de Pais & Kausel incluidas en [16] y las formulaciones de Sargsian incluidas en [17]. Para ambos métodos se calcularon seis valores de rigidez equivalente correspondiente con cada uno de los grados de libertad. Se hace referencia a la parte dinámica de la interacción, ya que se analizan los esfuerzos y deformaciones que se inducen tanto en el suelo como en la estructura teniendo en cuenta no solo las cargas gravitacionales sino también la carga lateral de sismo [22]. Las formulaciones de la (6) a la (11), planteadas por [23] y

recogidas en [24], corresponden con el cálculo de los términos de rigidez equivalente.

$$K_v = \frac{GB}{1-\nu} (3,1\lambda^{0,75} + 1,6)(1 + (0,25 + 0,25/\lambda) \eta^{0,8}) \quad (6)$$

$$K_x = \frac{GB}{1-\nu} (6,8\lambda^{0,65} + 2,4)\left(1 + \left(0,33 + \frac{1,34}{1+\lambda}\right) \eta^{0,8}\right) \quad (7)$$

$$K_y = K_x + 0,8 GB(\lambda - 1)\left(1 + \left(0,33 + \frac{1,34}{1+\lambda}\right) \eta^{0,8}\right) \quad (8)$$

$$K_{rx} = \frac{GB^3}{1-\nu} (3,2\lambda + 0,8)\left(1 + \eta + \frac{1,6}{0,35+\eta} \eta^2\right) \quad (9)$$

$$K_{ry} = \frac{GB^3}{1-\nu} (3,73\lambda^{2,4} + 0,27)\left(1 + \eta + \frac{1,6}{0,35+\lambda^4} \eta^2\right) \quad (10)$$

$$K_t = 16 GR^3 (4,25\lambda^{2,45} + 0,46) \left(1 + \left(1,3 + \frac{1,3}{\lambda}\right) \eta^{0,9}\right) \quad (11)$$

Donde: K_v , rigidez equivalente en la dirección vertical; K_x , rigidez equivalente para cada una de las direcciones horizontales de análisis; K_r , dos rigideces equivalentes en rotación con respecto a los ejes centroidales de la base perpendicular a cada dirección que se analiza; K_t , rigidez equivalente en torsión con respecto al eje vertical centroidal de la base; G , módulo de cortante; ν , coeficiente de Poisson; B , lado menor de la cimentación; R , Radio equivalente; $\lambda = L/B$; $\eta = E/B$.

Las formulaciones para la inclusión de la IDSE mediante modelo de Sargsian incorporan parámetros cuasi - estáticos de rigidez de la base de cimentación que se ajustan para plateas de cimentación, obteniéndose las expresiones de la (12) a la (16):

$$K_x = K_y = \frac{28,8\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(7-8\mu)} \sqrt{A} \quad (12)$$

$$K_z = \frac{4\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} \sqrt{A} \quad (13)$$

$$K_{\phi x} = \frac{8,52\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} \frac{I_x}{\sqrt{A}} \quad (14)$$

$$K_{\phi y} = \frac{8,52\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} \frac{I_y}{\sqrt{A}} \quad (15)$$

$$K_{\phi z} = \frac{8,52\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} \frac{I_z}{\sqrt{A}} \quad (16)$$

Siendo: A , área de la platea de cimentación; I_x, I_y , momentos de inercia de la losa de cimentación respecto a los ejes X y Y; I_z , momento de inercia de la losa de cimentación respecto al eje vertical Z (momento polar de inercia) y C_2 la velocidad de propagación de la onda transversal. De acuerdo con la concepción de semiespacio elástico, este último parámetro se puede calcular mediante la expresión (17):

$$C_2 = \sqrt{\frac{E}{2(1+\mu)\rho}} \quad (17)$$

TABLA 7.

Valores de rigidez equivalente para los suelos analizados. Formulaciones de Pais & Kausel. Fuente: Elaboración propia.

Suelo	Rigideces equivalentes					
	Kx(kN/m)	Ky(kN/m)	Kv(kN/m)	Krx(kNm)	Kry(kNm)	Kt(kNm)
Suelo rígido	3 272 718	3 340 949	1 621 053	799 432 506	1 176 708 995	4 794 331 128
Arcilla blanda	1 475 621	504 188	730 909	360 452 659	530 561 221	2 007 288 395

TABLA 8.

Valores de rigidez equivalente para los suelos analizados. Formulaciones de Sargsian. Fuente: Elaboración propia.

Suelo	Rigideces equivalentes					
	Kx(kN/m)	Ky(kN/m)	Kv(kN/m)	Krx(kNm)	Kry(kNm)	Kt(kNm)
Suelo rígido	820 801	820 801	749 144	119 675 818	70 342 786	89 210 613
Arcilla blanda	376 381	376 381	337 778	53 960 111	31 716 554	40 223 786

En las tablas 7 y 8 se muestran los valores de rigidez calculados para los suelos analizados de acuerdo con las formulaciones de Pais & Kausel y de Sargsian respectivamente.

A partir de lo anterior, se realiza el análisis estático no lineal push – over para las dos condiciones de apoyo: base empotrada y considerando la IDSE con el empleo de los métodos basados en las formulaciones de Pais & Kausel y Sargsian para el cálculo de las rigideces equivalentes en su implementación, para los dos tipos de suelos presentados.

Resultados y discusión

Los efectos de la IDSE se evidencian en las modificaciones que sufren los parámetros que rigen la respuesta estructural de la edificación, específicamente el periodo de oscilación, la distribución de fuerzas sísmicas por niveles, los desplazamientos y derivas, el punto y nivel de desempeño alcanzado y el orden y lugar de aparición de las rotulas plásticas. Para cada caso se analizan los resultados obtenidos.

Periodo de oscilación (T)

La tabla 9 muestra los valores de periodo fundamental de oscilación de la estructura según condición de apoyo analizada, formulaciones empleadas para el cálculo de la IDSE y tipo de suelo. Dichos valores corresponden a la combinación G + 0.25 Q, siendo G la carga permanente y Q la carga de utilización.

TABLA 9.

Periodo fundamental de oscilación de la estructura. Fuente: Elaboración propia.

Condición de apoyo	Suelo	Periodo fundamental de la estructura (s)
Suelo rígido	-	0.618
		0.618
IDSE (Pais & Kausel)	Suelo Rígido	0.632
	Arcilla blanda	0.648
IDSE (Sargsian)	Suelo Rígido	0.669
	Arcilla blanda	0.701

Los periodos obtenidos, independientemente del método empleado, se encuentran en los rangos recomendados en [25], [26] atendiendo a la tipología estructural de la edificación y no implican el peligro de existencia de correlaciones modales que traen consigo la amplificación de las ondas sísmicas que pueden llevar al colapso o provocar daños estructurales severos.

El periodo de oscilación se modifica al incluir la IDSE en el análisis dado el incremento que tiene lugar en la flexibilidad del suelo al no considerar la base perfectamente empotrada. Un edificio que yace sobre suelo rígido se comportará con tendencia a un voladizo y tendrá un periodo de oscilación menor que uno que tenga su cimentación en un suelo blando, puesto que el conjunto subestructura-superestructura se tornará más flexible y el periodo se incrementa al comportarse como parcialmente empotrado debido a las deformaciones que se van a producir en dicho empotramiento.

Lo anterior se evidencia en los resultados obtenidos debido a que el periodo de oscilación se incrementa independientemente del método aplicado para la inclusión de la IDSE y para ambos tipos de suelos analizados. Se destaca que el mayor incremento, comparado con la base empotrada, alcanza el 16.64% al emplear las formulaciones de Sargsian para la arcilla blanda, debido al módulo de elasticidad, que al ser menor que el del suelo rígido, origina un incremento en la oscilación de la edificación.

Desplazamiento en el tope y derivas

En la figura 4 se muestran los valores de desplazamiento en el tope de la edificación para cada uno de los modelos analizados según la condición de apoyo de la base y las formulaciones empleadas para la inclusión de la IDSE, para ambos tipos de suelo. La combinación pésima está dada para G+Q+Sv+Shx siendo G la carga permanente; Q la carga de utilización; Sv, la componente vertical de la carga de sismo y Shx, la componente horizontal de la carga de sismo en el sentido X de la edificación.

En todos los casos, el desplazamiento en el tope aumenta al considerar la IDSE. El mayor por ciento de incremento, con relación a la base empotrada, tiene lugar cuando se incluye este fenómeno a través de las formulaciones de Sargsian y para el

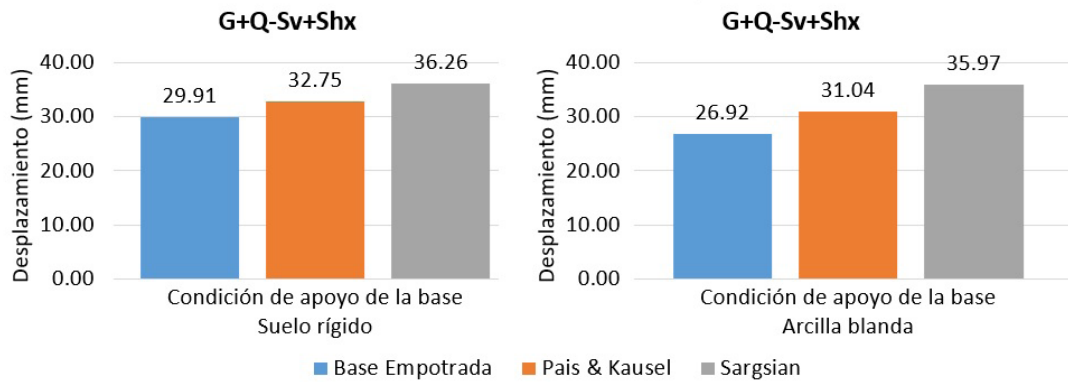


Figura 4. Desplazamiento en el tope de la edificación para todos los casos analizados. Fuente: Elaboración propia.

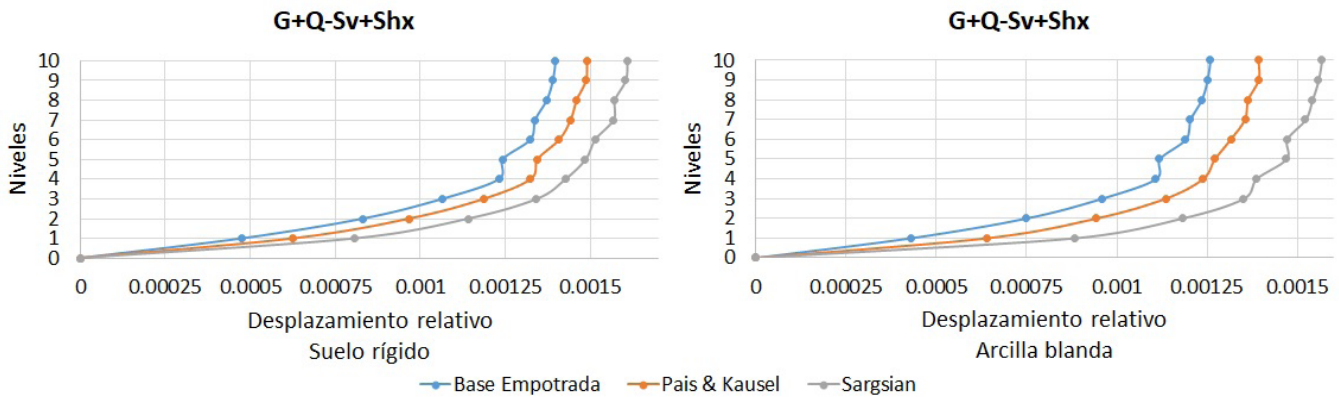


Figura 5. Derivas por piso. Fuente: Elaboración propia.

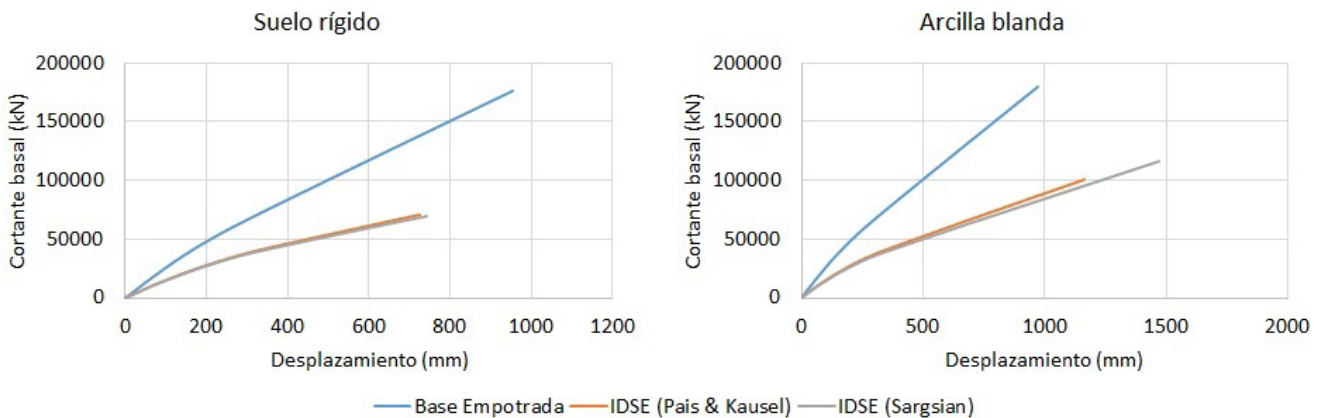


Figura 6. Curvas de capacidad. Fuente: Elaboración propia.

suelo formado por arcillas blandas, siendo dicho incremento del 33.62%.

En el caso de las derivas el comportamiento es similar. En la figura 5 se muestran las derivas por piso para cada uno de los modelos analizados según la condición de apoyo de la base y las formulaciones empleadas para la inclusión de la IDSE, para ambos tipos de suelo.

Se aprecia un aumento de los valores de deriva en todos los niveles cuando se considera la IDSE destacándose el mayor incremento cuando se emplean las formulaciones de Sargsian. El mayor por ciento de variación tiene lugar siempre en el primer nivel, con un incremento del 105.83%, con relación a la base empotrada, obtenido para el suelo formado por arcillas blandas

al incluir la IDSE mediante el método de Sargsian. Estos incrementos en las derivas que tienen lugar al considerar la IDSE y que son obviados cuando se trata la base como empotrada, implican la posible ocurrencia de fallos en los entrepisos por la aparición de articulaciones plásticas en las columnas antes que en las vigas y por tanto afectar la ductilidad general del conjunto, pues no se realiza un análisis realista de la relación de rigidez viga-columna requerida de los pórticos del sistema que garantice el comportamiento de columna fuerte-viga débil.

Curvas de capacidad

En la figura 6 se muestran las curvas de capacidad obtenidas para ambas condiciones de apoyo de la base, atendiendo a los

dos tipos de suelo analizados y se representa la respuesta no lineal de la estructura y la resistencia de ésta ante la acción sísmica.

Se aprecia en la [figura 6](#) cómo, al incluir la IDSE e independientemente del método empleado para ello, los desplazamientos aumentan en mayor medida para pequeños incrementos de cortante basal si se compara con la base empotrada. Lo anterior evidencia una reducción de la rigidez lateral de la edificación. Los casos en los que se consideró la base empotrada demuestran una mayor rigidez lateral al desarrollar menores incrementos de desplazamientos ante la carga sísmica a la que se encuentra sometido. Resultados similares fueron obtenidos por [\[27\]](#).

Cortante y desplazamiento de fluencia

El valor de cortante de fluencia de la estructura marca el inicio del rango plástico en el comportamiento de ésta. Este valor se encuentra asociado al cálculo de los factores de reducción por ductilidad y sobrerresistencia incluidos en las normativas referidas al diseño sismorresistente [\[28\]](#). Por su parte el desplazamiento de fluencia, provocado por el cortante de fluencia, interviene en la determinación de la ductilidad global alcanzada por la estructura [\[29\]](#). En la [figura 7](#) se muestran los valores de estos dos parámetros, atendiendo al tipo de suelo y a la condición de apoyo de la base.

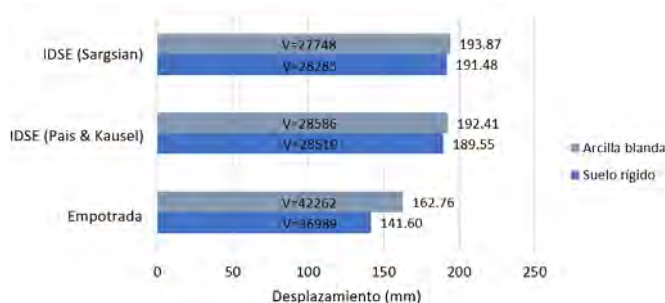


Figura 7. Cortante y desplazamiento de fluencia. Fuente: Elaboración propia.

En los resultados mostrados en la [figura 7](#) se aprecia que el cortante de fluencia de la estructura disminuye al incluir la IDSE en los modelos. Esto se debe a que la fluencia efectiva de la estructura con base empotrada depende, principalmente, de la fluencia de las vigas que incursionan en el rango inelástico; mientras que en los casos en los que se ha introducido la IDSE la pérdida de rigidez está regida por la fluencia de las columnas de planta baja. En los casos en que el trabajo inelástico se concentre en las vigas, la capacidad de deformación está dada mayoritariamente por el trabajo conjunto de estas antes de alcanzar la fluencia global de la edificación. Lo anterior significa que, al incluir la IDSE, la capacidad de deformación de la estructura se reduce. Resultados similares se obtienen en [\[12\]](#).

En los casos de estudio, las mayores diferencias en cuanto al desplazamiento de fluencia con relación a la base empotrada se reportan al introducir la IDSE mediante las formulaciones de Sargsian y para el suelo rígido, siendo estas del 35.23%. Con relación al cortante basal de fluencia, la mayor diferencia tiene lugar para el caso del suelo de arcilla blanda e igual método empleado para la introducción de la IDSE, siendo esta del 34.34%.

Formación de rótulas plásticas y mecanismo de colapso

En las [figuras 8, 9 y 10](#) se observa cómo al considerar la base empotrada las rótulas plásticas se han formado solamente en las vigas de la edificación, mientras que al incluir la IDSE, estas comienzan a aparecer en las bases de las columnas.

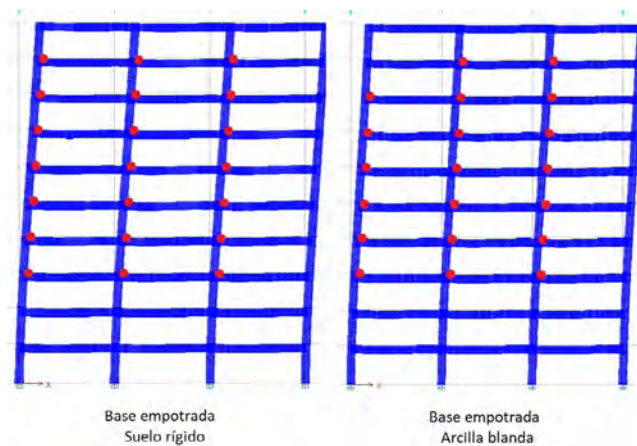


Figura 8. Formación de rótulas plásticas. Base empotrada. Fuente: ETABS V17.

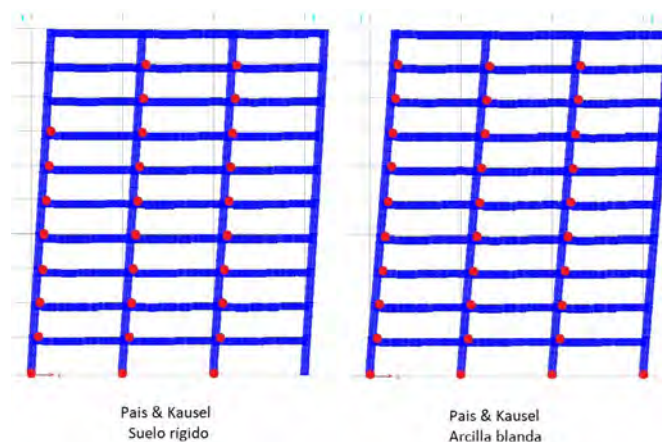


Figura 9. Formación de rótulas plásticas. Pais & Kausel. Fuente: ETABS V17.

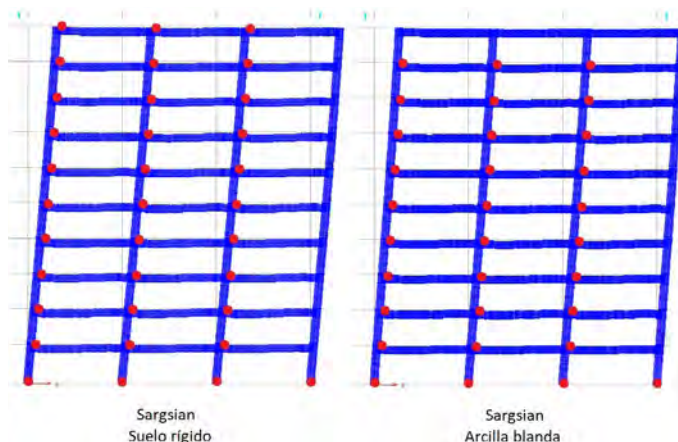


Figura 10. Formación de rótulas plásticas. Sargsian. Fuente: ETABS V17.

El mecanismo de colapso generado estará en dependencia del orden y aparición de las rótulas plásticas. Es recomendable que estas ocurran primeramente en las vigas, ya que la degra-

TABLA 10.

Valores de desplazamiento en el tope y cortante basal para los que aparece la primera rótula en columnas. Fuente: Elaboración propia.

Suelo	Condición de apoyo de la base	Elemento	Desplazamiento (mm)	Vb (kN)
Suelo rígido	Empotrada	Columna	87.21	22 683
	IDSE (Pais & Kausel)	Columna	54.91	8 722
	IDSE (Sargsian)	Columna	56.09	8 756
Arcilla blanda	Empotrada	Columna	87.21	22 683
	IDSE (Pais & Kausel)	Columna	55.71	8 714
	IDSE (Sargsian)	Columna	55.47	8 371

dación de la resistencia en las columnas sucede más rápido debido a la presencia de la carga axial.

En la tabla 10 se expone el valor de cortante basal y desplazamiento en el tope correspondiente, para los que se desarrolla la primera rótula plástica en las columnas para cada uno de los modelos analizados.

Los mayores porcentos de disminución del cortante basal asociado a la formación de la primera rótula plástica en columnas se obtienen en el suelo formado por arcilla blanda siendo estos del 61.58% y 63.09% para los modelos en que se empleó Pais & Kausel y Sargsian respectivamente. Dichas diferencias son similares a las obtenidas en el suelo rígido.

La formación de rótulas plásticas en vigas permite una mayor disipación de energía sin incurrir en grandes daños. El hecho de que, como se muestra en la tabla 11, la aparición de la primera articulación plástica en columnas al incluir la IDSE tenga lugar para un valor de cortante basal aproximadamente un 60% menor que para la base empotrada, implica que la pérdida de rigidez en estos elementos comenzará antes de lo previsto según el diseño convencional que considera en el análisis la base empotrada, lo que puede traer consigo una modificación en el mismo.

La aparición continua de rótulas plásticas en las columnas de un mismo nivel trae consigo la formación del mecanismo de colapso conocido como “mecanismo de piso” o “piso blando”, forma de fallo común en edificaciones ubicadas en zonas de alto riesgo sísmico. Se analiza el valor de cortante basal para el cual se genera dicho mecanismo, determinado por la formación de rótulas en ambos extremos de todas las columnas de un mismo nivel.

En las figuras 11, 12 y 13 se muestra la formación del mecanismo de colapso conocido como piso blando. En ellas se evidencia que, en los casos en los que la base se encuentra empotrada, existe un predominio de la deformación por flexión general, mientras que en los restantes casos predomina la deformación por cortante general.

En la tabla 11 se exponen los valores de cortante basal que generan el mecanismo de colapso para cada caso, así como el desplazamiento que se produce.

La aparición de este fallo local tiene lugar para valores inferiores de cortante basal al incluir la IDSE, generando también mayores desplazamientos con respecto al modelo con base empotrada. Esto implica que al no incorporar la IDSE en el análisis de una edificación ante carga sísmica se incurriría en daños no considerados en el diseño estructural, generándose el colapso antes de lo previsto. Los mayores porcentos de

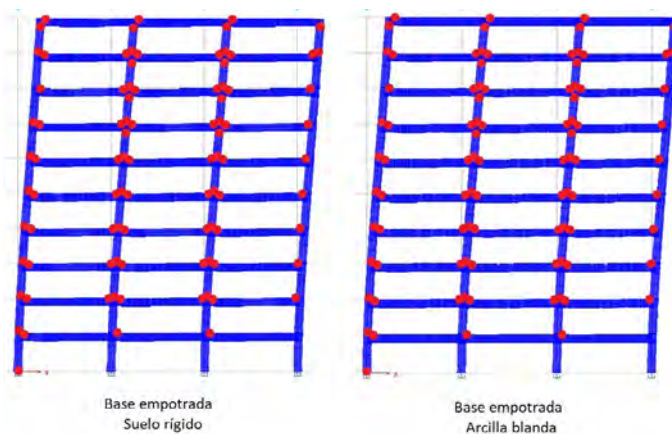


Figura 11. Mecanismo de piso blando. Base empotrada. Fuente: ETABS V17.

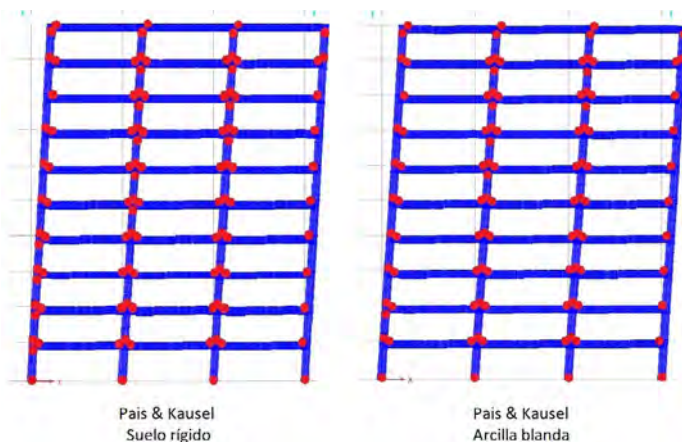


Figura 12. Mecanismo de piso blando. Pais & Kausel. Fuente: ETABS V17.

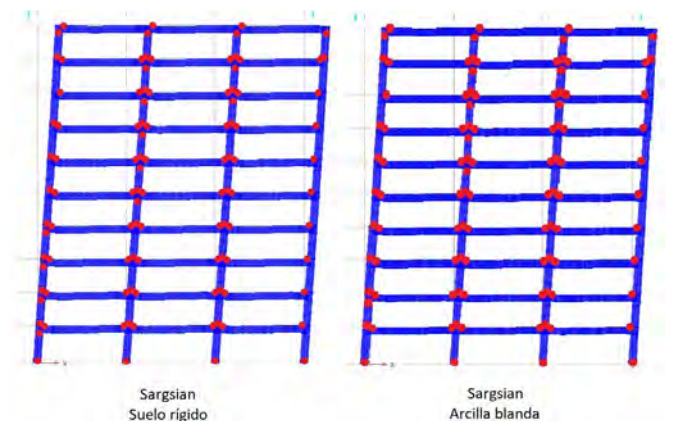


Figura 13. Mecanismo de piso blando. Sargsian. Fuente: ETABS V17.

TABLA 11.

Cortante basal correspondiente con la generación de un “mecanismo de piso”. Fuente: Elaboración propia.

Suelo	Condición de apoyo de la base	Cortante basal (kN)	Desplazamiento (mm)
Suelo rígido	Empotrada	47 949	199.39
	IDSE (Pais & Kausel)	35 842	273.44
	IDSE (Sargsian)	34 117	262.28
Arcilla blanda	Empotrada	47 949	199.39
	IDSE (Pais & Kausel)	32 056	245.86
	IDSE (Sargsian)	30 986	247.64

diferencia en el cortante basal al incorporar la IDSE tienen lugar para el suelo de arcilla blanda, dada la mayor deformabilidad que este presenta respecto al suelo rígido, siendo estos del 36.05% y del 42.42% para las formulaciones de Pais & Kausel y Sargsian respectivamente.

Punto de desempeño

La inclusión de la IDSE trae como consecuencia que el punto de desempeño se modifique, incurriendo en niveles asociados a daños estructurales de mayor gravedad. Esta tendencia ha sido evidenciada en [30]. En las figuras 14, 15 y 16 se muestra el punto de desempeño obtenido según [31] para ambos suelos según la condición de apoyo de la base.

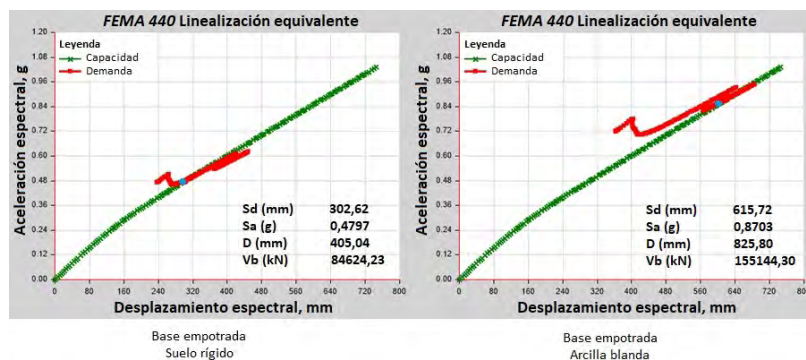


Figura 14. Curvas de capacidad y demanda en formato ADRS. Punto de desempeño. Base empotrada. Fuente: ETABS V17.

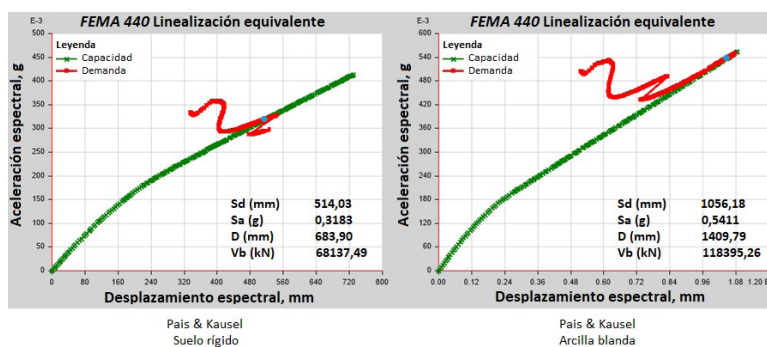


Figura 15. Curvas de capacidad y demanda en formato ADRS. Punto de desempeño. Pais & Kausel. Fuente: ETABS V17.

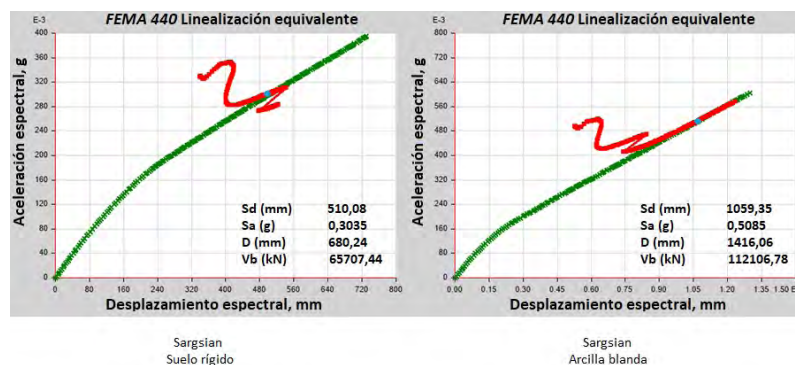


Figura 16. Curvas de capacidad y demanda en formato ADRS. Punto de desempeño. Sargsian. Fuente: ETABS V17.

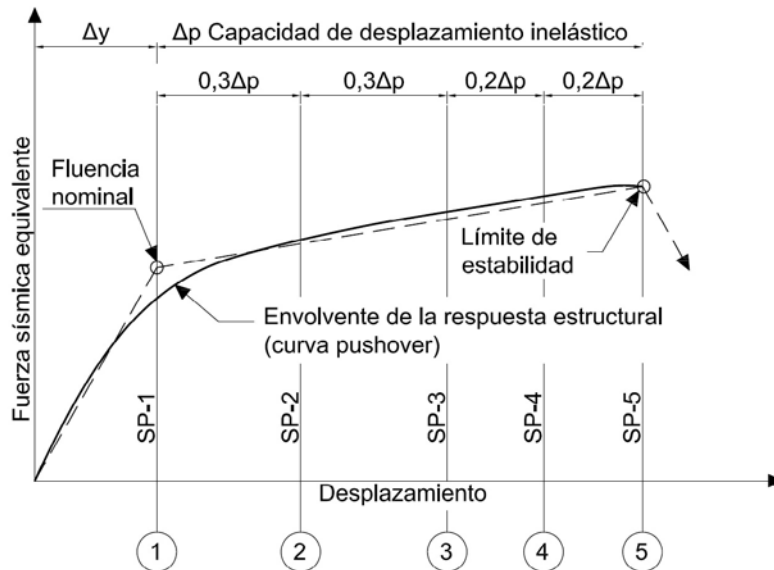


Figura 17. Sectorización de la curva de capacidad. Fuente: [10].

El punto de desempeño se desplaza hacia la derecha al incluir la IDSE, independientemente del método empleado para ello. En la medida en la que esto ocurre, el desplazamiento alcanzado por la edificación comienza a incluirse en rangos que definen niveles de desempeño asociados a mayores daños en la edificación. Los mayores incrementos en el desplazamiento máximo obtenido tienen lugar para la arcilla blanda, siendo estos del 70.72% y del 71.48% al incorporar la IDSE mediante los modelos de País & Kausel y de Sargsian respectivamente. De igual manera se destacan las modificaciones que tienen lugar para el suelo rígido, siendo estas del 68.85% y del 67.94% para dichos modelos.

Nivel de desempeño

Para la obtención del nivel de desempeño se procede a la sectorización de la curva de capacidad de acuerdo con lo planteado en [10]. En este documento se establecen los niveles de desempeño a partir de rangos de desplazamiento lineal y no lineal y de acuerdo con el nivel de daño esperado en la edificación. En la NC 46: 2017 [1] no se plantea una sectorización de dicha curva pero sí se definen niveles de desempeño, con lo cual es posible establecer una equivalencia entre los documentos ya mencionados. En correspondencia con esto, los niveles totalmente operacional, operacional, seguridad de vida y pre-colapso de SEAOC [10] son equivalentes con los niveles ocupación inmediata, operativo, seguridad de vida y prevención de colapso de la NC 46: 2017 [1] respectivamente. A diferencia de [10], [1] no contempla el nivel de desempeño colapso. Ambos documentos recomiendan que las edificaciones tengan un desempeño determinado según el tipo de obra e importancia de esta y la intensidad del sismo que incide sobre ella. La figura 17 muestra el esquema de sectorización de la curva de capacidad propuesto en [10].

Como se aprecia en la figura 17, la sectorización de la curva está en función del desplazamiento elástico y la capacidad de desplazamiento inelástico.

En las figuras 18, 19 y 20 se observa la sectorización de las curvas de capacidad correspondiente a los casos analizados en

las que se indica el nivel de desempeño alcanzado en cada uno de ellos.

Para ambos suelos, e independientemente del método empleado para la consideración de la IDSE, el nivel de desempeño se modifica haciendo que la estructura incurriere en los rangos de pre-colapso para el caso del suelo rígido y colapso para la arcilla blanda respectivamente, por lo que la edificación incurrió en daños de mayor envergadura. Se destaca que, al igual que el resto de los parámetros evaluados, las mayores modificaciones tienen lugar en el suelo formado por arcilla blanda. Las modificaciones obtenidas al introducir la IDSE en la localización del punto de desempeño difieren poco entre un método y otro, obteniéndose por cientos de variación inferiores al 1% en cuanto al valor de desplazamiento correspondiente.

Conclusiones

Los resultados obtenidos demuestran la influencia de la consideración de la IDSE en la respuesta estructural de edificaciones sometidas a carga sísmica. Esto se evidencia en el incremento que tiene lugar en los desplazamientos en el tope de la edificación y en las derivadas por piso. Adicionalmente, para los casos en que se consideró la IDSE, la fluencia global de la estructura se alcanza para valores de cortante basal inferiores a aquellos en los que se consideró la base empotrada. De igual forma sucede con la aparición de las primeras articulaciones plásticas tanto en columnas como en vigas y con la generación del mecanismo de piso blando.

Por otro lado, para la relación de momento resistente columna-viga que en esta investigación ha sido empleada, las articulaciones plásticas surgen primero en las vigas y luego en las columnas, aun cuando se ha incorporado la IDSE al análisis, indicando que el mecanismo de colapso no se modifica. No obstante, el nivel de desempeño alcanzado por la edificación resulta menos adecuado al incluir la IDSE, entrando en los rangos de pre-colapso y colapso para los suelos rígido y arcilla blanda respectivamente. Esto evidencia la necesidad de incluir este fenómeno en el análisis de estructuras con las características que aquí se muestran y para los suelos estudiados.

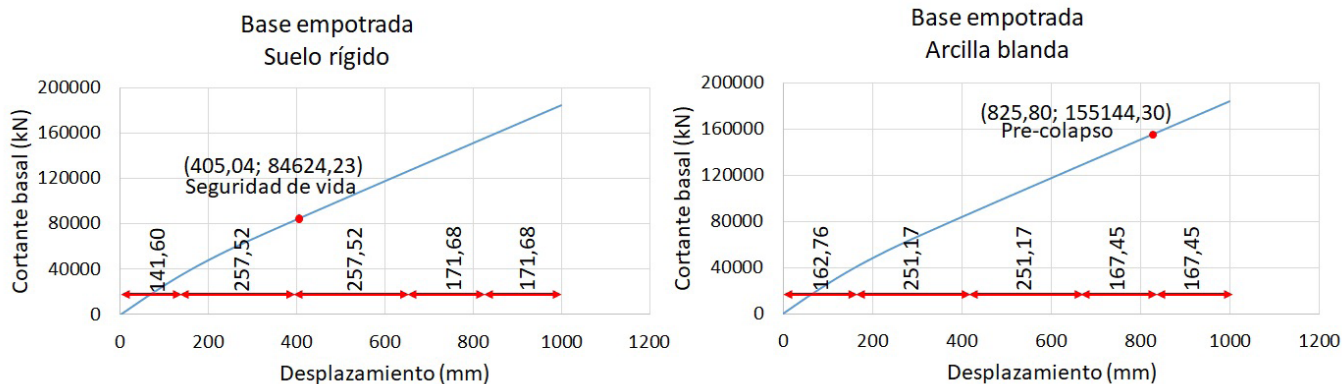


Figura 18. Sectorización de la curva de capacidad y nivel de desempeño obtenidos para cada caso analizado. Base empotrada.

Fuente: Elaboración propia.

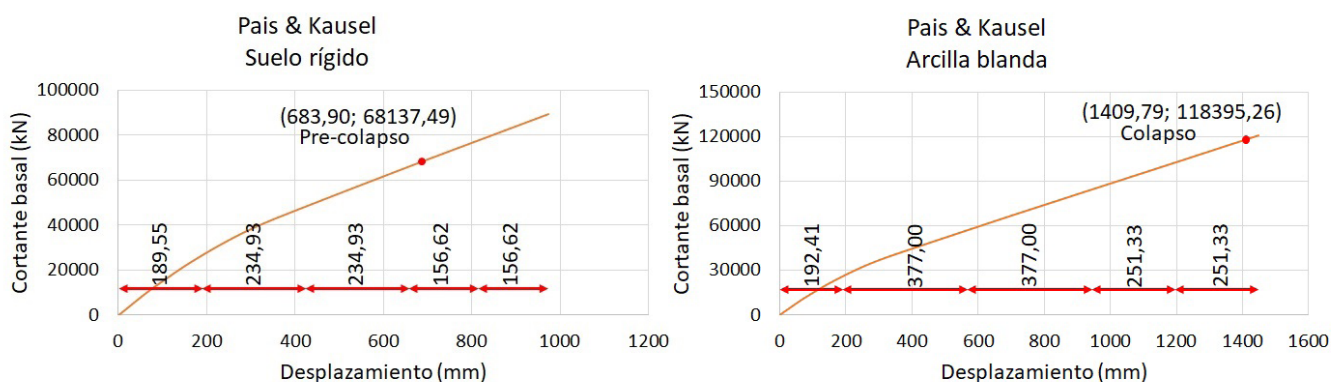


Figura 19. Sectorización de la curva de capacidad y nivel de desempeño obtenidos para cada caso analizado. Pais & Kausel.

Fuente: Elaboración propia.

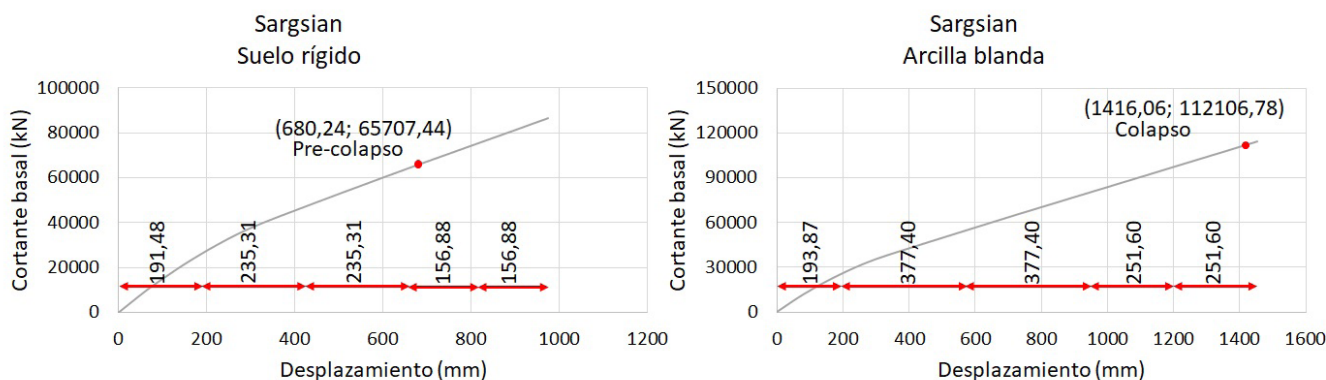


Figura 20. Sectorización de la curva de capacidad y nivel de desempeño obtenidos para cada caso analizado. Sargsian.

Fuente: Elaboración propia.

Referencias bibliográficas

- [1] Oficina Nacional de Normalización, (2017) "Construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción. NC-46," n°. 261. La Habana, Cuba, pp. 830-835.
- [2] Abate, G., Massimino, M.R. and Romano, S. (2016) Finite Element Analysis of DSSI Effects for a Building of Strategic Importance in Catania(Italy), *Procedia Eng.*, vol. 158, pp. 374-379, doi: 10.1016/j.proeng.2016.08.458.
- [3] Sharma, N., Dasgupta, K. and Dey, A. (2018) A state-of-the-art review on seismic SSI studies on building structures, *Innov. Infrastruct. Solut.*, vol. 3, n°.1, 2018, doi: 10.1007/s41062-017-0118-z.
- [4] ACI 318, 2014, Building Code Requirements for Structural Concrete.
- [5] IS 456, "Plain and reinforced concrete. Code of practice,," Bureau of Indian Standards, New Dehli. pp. 1-114, 2000.
- [6] M. delle I. e dei Trasporti., "Norme Tecniche per le Costruzioni,," *GazzettaUfficiale della Repubblica Italiana.* pp. 1-198, 2018.
- [7] Standards New Zealand, "Concrete structures standard," n°. 1. New Zealand, pp. 1-698, 2006, [Online]. Available: papers3://publication/uuid/84708A35-1AB5-4F68-8127-ABDAE36ECBBD.
- [8] Comisión Permanente del Hormigón (2008) Instrucción de Hormigón Estructural.EHE-2008, BOE N° 203. p. 704.
- [9] European Committe for Standarization, "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings,," vol. 1, no. 2005. 2004.
- [10] SEAOC, "Recommended lateral force requirements and commentary including errata." Structural Engineers Association of California (SEAOC), Sacramento, California, p. 539, 1999.

- [11] Fernández Sola, L. R., Tapia Hernández, E. and Dávalos Chávez, D. (2015) Respuesta inelástica de marcos de acero con Interacción Inercial Suelo - Estructura, *Rev. Ing. Sismica*, vol. 21, n°. 92, p. 1, 2015, doi: 10.18867/ris.92.242.
- [12] Fernández Sola, L. R. and León García, I. I. (2008) Diferencias en los mecanismos de colapso de edificios de acero sobre base rígida y base flexible., in *XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, 2008, n°. 0155.
- [13] Dávalos Chávez, D., Fernández Sola, L.R. and Tapia-Hernández, E. (2013) Influencia de la Interacción Dinámica Suelo – Estructura En el comportamiento inelástico de marcos de acero., in *XIX Congreso Nacional De Ingeniería Sismica.*, 2013, n°. November.
- [14] Tena Colunga, A. (2019) Soil-Structure Interaction . Reflections about its importance in the dynamic response of structures during earthquakes., *Rev. Int. Ing. Estructuras*, vol. 24, pp. 141–165.
- [15] Villarraga, M. R. et al (2006) *Estudio paramétrico de los efectos de la interacción sísmica suelo estructura.*
- [16] Bazán, E. and Mel, R. i, (1999) *Diseño sísmico de edificios*, LIMUSA Nor. México.
- [17] Villarreal Castro, G. (2017) *Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con plateas de cimentación.* Lima.
- [18] Oficina Nacional de Normalización (2003) *Densidad de materiales naturales, artificiales y de elementos de construcción como carga de diseño.* La Habana, Cuba.
- [19] Oficina Nacional de Normalización (2003) *Edificaciones. Cargas de uso.* La Habana, Cuba.
- [20] ASCE/SEI 7-10, (2013) Minimum design loads for buildings and other structures. ANSI/ASCE Standard, n°. 7 98. ASCE, Reston, Virginia, pp. 1–330, 2013, doi: 10.1061/9780872629042.
- [21] ACI-ASCE 352RS-02, (2010) Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado.
- [22] Fernández Sola, L.R. (2013) Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en la respuesta dinámica de las estructuras. Parte 1. *Construcción y Tecnol. en concreto*, n°. November, pp. 20–24.
- [23] Pais, A. and Kausel, E. (1988) Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 7, n°. 4, pp. 213–227, doi: 10.1016/S0267-7261(88)80005-8.
- [24] Bazán, E. and Meli, R. (1999) *Diseño sísmico de edificios*, LIMUSA NOR. México.
- [25] Patel, S.K., Desai, A.N. and Patel, V. B. (2011) Effect of Number of Storeys To Natural Time Period of Building. in *National Conference on Recent Trends in Engineering & Technology*, n°. May, pp. 13–15, [Online]. Available: <http://www.bvmengineering.ac.in/misc/docs/published-20papers/civilstruct/struct/101068.pdf>.
- [26] Velani, P.D. and Ramancharla, P. K. (2017) New Empirical Formula for Fundamental Period of Tall Buildings in India By Ambient Vibration Test in *16th World Conference on Earthquake Engineering*, n°. January.
- [27] Tapia Hernández, E., De Jesús Martínez, Y. and Fernández Sola, L. (2017) Demandas sísmicas en edificios regulares de acero con cimentaciones flexibles. *Rev. Ing. Sismica*, vol. 17, n°. 96, pp. 1–17, 2017, [Online]. Available: <https://pdfs.semanticscholar.org/1176/f91948d48980688a0e6506bd-40ddf91cee6.pdf>.
- [28] Aguiar, R. (2007) *Factor de reducción de fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado sin muros de corte.* Barcelona, España.
- [29] Vielma, J. C., Barbat, A. H. and Oller, S. (2014) Vulnerabilidad de edificios de ductilidad limitada. in *Contribuciones a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios.*, n°. September, Barcelona, España, 2014.
- [30] Joy, P. V., Kuriakose, B. and Mathew, M. (2016) Pushover Analysis of Buildings Considering Soil-Structure Interaction, *Appl. Mech. Mater.*, vol. 857, pp. 189–194, 2016, doi:10.4028/www.scientific.net/amm.857.189.
- [31] Applied Technology Council (ATC), (2005) FEMA-440. *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures.* n°. June. Redwood City, California, p. 392, 2005, [Online]. Available: <http://scholar.google.com/scholar?hl=en&btnG=Search&q=intitle:Improvement+of+Nonlinear+Static+Seismic+Analysis+Procedures#2%5Cnhttp://scholar.google.com/scholar?hl=en&btnG=Search&q=intitle:440,+Improvement+of+nonlinear+static+seismic+analysis+procedures#2>

**SHEAR STRENGTH ON REINFORCED CONCRETE ELEMENTS:
EVALUATION AND SOME PARTICULAR APPROACHES**

CALL FOR PAPERS

Scope

This special HyA issue will give visibility to the updates and differences between the ACI Code and the new Eurocodes as well as the research carried out in recent years regarding shear stress in concrete. The following topics have a special place:

- Shear stress in reinforced concrete (normal, high-performance, recycled, light weight, ...) without transverse reinforcement.
- Shear stress in fiber-reinforced concrete.
- Shear retrofitting (jackets, carbon fiber, shape memory alloys, ...).
- The critical shear crack theory.
- Size effect.
- Shear stress in reinforced concrete members subjected to fatigue.
- Analysis of safety in existing and new structural elements subjected to shear stresses.
- State of the art regarding the current ACI318 regulations and future Eurocodes.
- Cracking against shear stress. Propagation and modeling.
- Influential parameters that affect the shear stress (type of cross section, load distribution, amounts, ...).
- Influence of the minimum transverse amount against shear stress.

Some data

- If you want to contribute to this special issue, please, contact to Valentín Alejándrez (editor@hormigonyacero.com) or David Fernández Montes (david.fernandez.montes@upm.es)
- Deadline to upload the first version of the papers: 30th of September 2022

Associate editor

- David Fernández Montes
(david.fernandez.montes@upm.es)
Associate Professor in Structures and Strength of Materials, ETSIC (UPM).

Evaluación mediante técnicas de dinámicas y propuesta de intervención de la estructura de un teatro

Assessment of the Structure of a Theater with Dynamic Techniques and Subsequent Intervention Proposal on It

María Haydée Peralta^a, Leonel Osvaldo Pico^b, Norma Luján Ercoli^c, Raúl Bacchiarello^d,
Salvador La Malfa^e

^{a, b, c, d} *Facultad de Ingeniería Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires, Argentina.*

^e *Vibromax S.R.L. Bahía Blanca, Argentina.*

Recibido el 5 de enero de 2021; aceptado el 26 de mayo de 2021

RESUMEN

En este trabajo se muestran los análisis realizados sobre la estructura resistente de un entresquejo del Teatro Municipal de la ciudad de Olavarría, Argentina. Su objetivo es la evaluación del comportamiento, su diagnóstico y la propuesta de intervención mediante la realización de refuerzos de la estructura resistente del teatro debido a la percepción de vibraciones indeseadas durante la realización de espectáculos.

Para ello, se efectuaron mediciones vibratorias y predicciones a partir de análisis numéricos estáticos, en el entresquejo del teatro en dos etapas. La primera etapa se realizó en las condiciones originales de la estructura y la segunda etapa luego de la inclusión de refuerzos estructurales recomendados para lograr un comportamiento adecuado. Las mediciones determinadas fueron frecuencias naturales, amplitudes vibratorias de desplazamientos, velocidades y aceleraciones. Los resultados obtenidos, que muestran buena concordancia entre las metodologías teórica, numérica y experimental, se compararon con las pautas internacionales disponibles que permiten determinar el estado de la estructura.

Las evaluaciones efectuadas permiten indicar que el análisis dinámico constituye una adecuada técnica de evaluación y diagnóstico de estructuras. Esto permite establecer el grado de seguridad del comportamiento en servicio y la adopción de decisiones en cuanto a la necesidad de intervenciones si correspondiera.

2022 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Licencia de uso *Creative Commons* (CCBY-NC-ND 3.0).

PALABRAS CLAVE: vibraciones, evaluación, diagnóstico, intervención, comportamiento estructural.

ABSTRACT

This work shows the analyses carried out on the resistant structure of a floor for boxes of the Municipal Theater of the city of Olavarría, Argentina. Its objective is the behavior evaluation, its diagnosis and the intervention proposal by reinforcing the resistant structure of the theater due to the perception of unwanted vibrations during the performance of shows.

For this, vibratory measurements and predictions were made from static numerical analyses, in two stages. The first stage was carried out under the original conditions of the structure and the second stage after the inclusion of recommended structural reinforcements to achieve adequate performance. The measurements were natural frequencies, vibratory amplitudes of displacements, speeds and accelerations. The results obtained, which show good agreement between the theoretical, numerical and experimental methodologies, were compared with the available international guidelines that allow determining the state of the structure.

The evaluations carried out indicate that dynamic analysis constitutes an adequate technique for evaluating and diagnosing structures. This allows to establish the degree of safety of in-service behavior and a evaluation appropriate for required interventions.

2022 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. Creative Commons License (CC BYNC-ND 3.0).

KEYWORDS: vibrations, evaluation, diagnosis, intervention, structural behavior.

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / *email*: mperalta@fio.unicen.edu.ar (María Haydée Peralta).

1. INTRODUCCIÓN

La medición y el análisis de vibraciones son utilizados en conjunto con otras técnicas para la evaluación del comportamiento estructural, constituyendo esta metodología una herramienta útil para el análisis de la integridad estructural [1, 2, 3].

Las características dinámicas de las estructuras [4], pueden usarse como indicadores de su flexibilidad. Esto permite la evaluación del comportamiento, por un lado, y del daño estructural progresivo en el tiempo si lo hubiere. Este daño afecta a la rigidez inicial y origina una mayor flexibilidad de la estructura y, por consiguiente, causa una mayor vulnerabilidad frente a las acciones dinámicas. La inspección periódica conduce a adoptar medidas correctivas para que la estructura continúe con las prestaciones establecidas en el proyecto original.

Los códigos de diseño estructural establecen pautas para efectuar las mencionadas tareas de control con la finalidad de garantizar la vida en servicio de las estructuras, según su destino [5, 6, 7]. La prevención en la etapa de utilización debe establecer un programa mínimo de conservación. En este programa se deben disponer los recursos suficientes y realizar inspecciones y trabajos de mantenimiento periódicos que permitan sostener en el tiempo asignado de vida útil una prestación acorde con la establecida [8]. El grado de deterioro observado en estructuras que incluyen, en el peor de los casos, a los colapsos ocurridos ha influido en la concientización de la importancia de un monitoreo y mantenimiento de estas estructuras.

En este trabajo se muestran los análisis realizados sobre el Teatro Municipal de la ciudad de Olavarría, Argentina. Su objetivo es la evaluación del comportamiento, su diagnóstico y la realización de reparaciones de la estructura resistente del teatro debido a la percepción de vibraciones indeseadas durante la realización de espectáculos.

Para ello, se efectuaron mediciones vibratorias, en el entrepiso del teatro en dos etapas. La primera etapa de medición se realizó en las condiciones originales de la estructura y la segunda etapa luego de la inclusión de refuerzos estructurales recomendados para lograr un comportamiento adecuado. Los resultados obtenidos indican que el análisis dinámico constituye una adecuada técnica de evaluación y diagnóstico de estructuras destinadas a uso público. Esto permite establecer el grado de seguridad del comportamiento en servicio y la adopción de decisiones en cuanto a la necesidad de intervenciones si correspondiera.

2. METODOLOGÍAS DE ANÁLISIS

2.1 Fundamentos Teóricos

La teoría de vibraciones permite hallar las características dinámicas de una estructura. Admitiendo un comportamiento perfectamente elástico de la estructura, esta se puede simular mediante un modelo masa-resorte, despreciando los efectos de amortiguación y considerando vibraciones libres. La ec. 1 es

la ecuación diferencial que representa el comportamiento de este modelo,

$$\frac{d^2x}{dt^2} + \frac{k}{m} x = 0 \quad (1)$$

donde k/m es el cuadrado de la frecuencia angular natural ω . La fuerza elástica kx es la fuerza restitutiva del modelo masa-resorte. Planteando la igualdad entre la acción estática dada por el peso mg y la fuerza elástica, se obtiene la constante k del sistema masa-resorte, dada por la ec. 2.

$$k = \frac{mg}{x} \quad (2)$$

Admitiendo que la frecuencia natural es $f = \omega/(2\pi)$ y combinando las ecs. 1 y 2, se obtiene una expresión que depende de la gravedad y del desplazamiento, dada por la ec. 3.

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{x}} \quad (3)$$

Considerando el Sistema Internacional de Unidades (S.I.), donde $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ y adoptando que el desplazamiento x se mida en mm, como es usual en los casos de la ingeniería práctica, se obtiene una expresión simplificada para la frecuencia natural fundamental en Hz, ec. 4.

$$f_{[Hz]} = 15,76 \sqrt{\frac{1}{x_{[mm]}}} \quad (4)$$

Esta expresión permite estimar la frecuencia natural fundamental de un elemento estructural a partir de la evaluación del desplazamiento estático [8]. Esta expresión práctica es útil para establecer el orden de magnitud de la frecuencia natural fundamental de un sistema estructural.

2.2 Evaluación del comportamiento estructural a través de vibraciones mecánicas

Los niveles aceptables de vibración [7] se especifican en términos de la respuesta de un sistema de un grado de libertad no amortiguado que experimenta vibración armónica. Los límites se muestran en un gráfico, llamado nomograma de vibración, que muestra las variaciones de amplitudes de desplazamiento, de velocidad y de aceleración en función de la frecuencia natural fundamental de vibración. Para el movimiento armónico, el desplazamiento, la velocidad y la aceleración están dados por las ecs. 5, 6 y 7, respectivamente.

$$x(t) = X \text{ sen } \omega t \quad (5)$$

$$v(t) = \dot{x}(t) = \omega X \text{ cos } \omega t = 2\pi f X \text{ cos } 2\pi f t \quad (6)$$

$$a(t) = \ddot{x}(t) = -\omega^2 X \text{ cos } \omega t = -(2\pi f)^2 X \text{ sen } 2\pi f t \quad (7)$$

donde X es la amplitud del desplazamiento. Las amplitudes del desplazamiento (X), la velocidad ($v_{\text{máx}}$) y la aceleración ($a_{\text{máx}}$) están relacionadas por las ecs. 8 y 9.

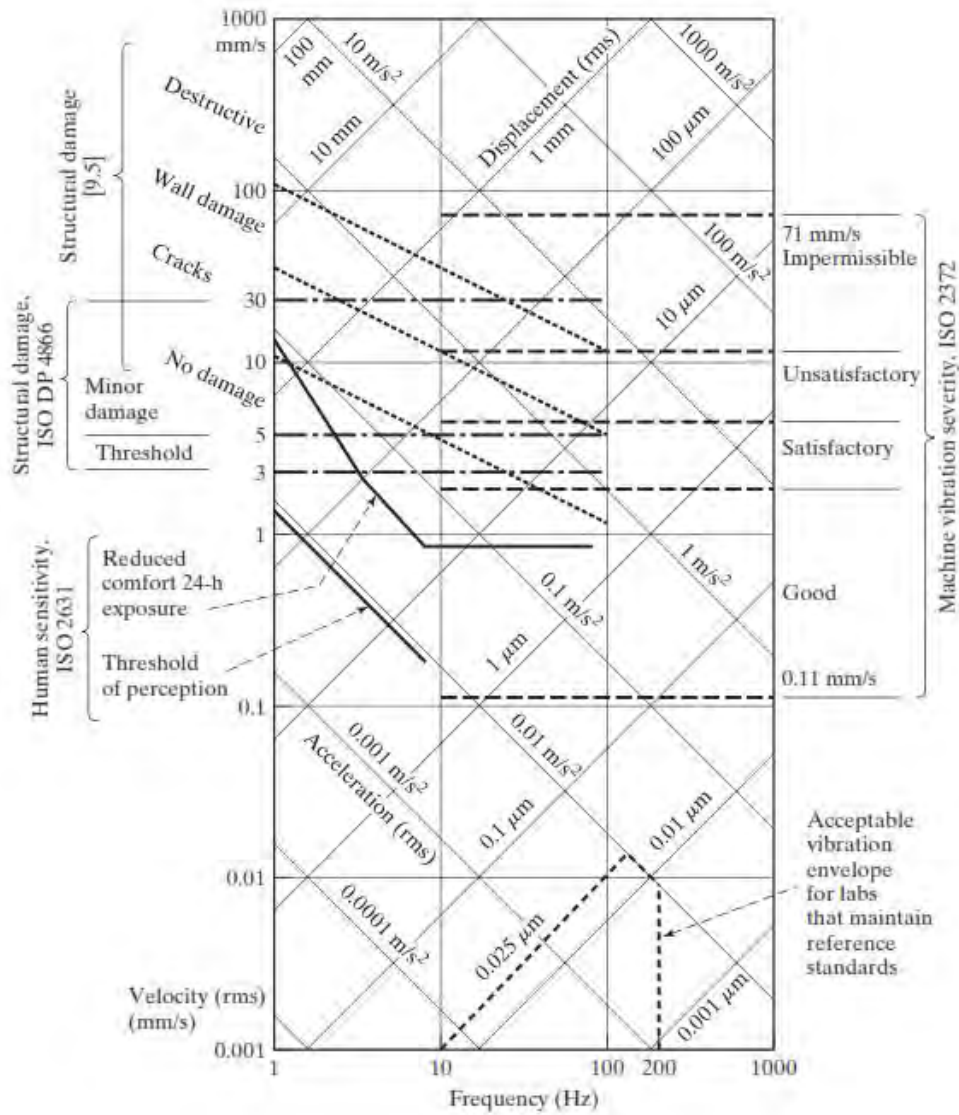


Figura 1. Nomograma de vibraciones [5].

$$v_{m\acute{a}x} = |2\pi f X| \quad (8)$$

$$a_{m\acute{a}x} = |-(2\pi f)^2 X| = 2\pi f v_{m\acute{a}x} \quad (9)$$

Para linealizar las ecs. 8 y 9 se aplican los logaritmos, resultando las ecs. 10 y 11, respectivamente.

$$\ln v_{m\acute{a}x} = \ln |2\pi f X| = \ln 2\pi f + \ln X \quad (10)$$

$$\ln a_{m\acute{a}x} = \ln |-(2\pi f)^2 X| = \ln |2\pi f v_{m\acute{a}x}| = \ln 2\pi f + \ln v_{m\acute{a}x} \quad (11)$$

Cuando se despeja la amplitud de la velocidad máxima de la ec. 11 se obtiene la ec. 12.

$$\ln v_{m\acute{a}x} = -\ln 2\pi f + \ln a_{m\acute{a}x} \quad (12)$$

Se puede observar que para un valor constante de desplazamiento ($\ln X$, ordenada al origen), la ec. 10 representa la velocidad máxima en función de la frecuencia con pendiente positiva, +1. Similarmente, para un valor constante de aceleración

($\ln a_{m\acute{a}x}$, ordenada al origen), la ec. 12 muestra la velocidad máxima en función de la frecuencia con pendiente negativa, -1. Estas ecuaciones se pueden graficar en un nomograma de vibraciones tal como el mostrado en la figura 1. Así, con los límites impuestos por los códigos, normativas y bibliografía de referencia [5, 6, 9, 10, 11, 12, 13] se establecen criterios de diagnóstico del comportamiento estructural y mecánico para diferentes destinos y usos. Por su parte, la figura 2 [14] muestra un criterio adicional de evaluación en función de la amplitud de velocidad vibratoria. En el criterio de Rades, [14], se adopta como límite de velocidad rms (*root mean square* / media cuadrática) 10 mm/s, independientemente de la frecuencia, para establecer la necesidad de evaluación estructural por posibles daños.

2.3 Evaluación de la sensibilidad humana

Las normativas fijan valores admisibles de velocidades y aceleraciones que puede soportar el ser humano durante un determinado tiempo de exposición. Se considera que con valores

Range	rms velocity, mm/s	Effect
I	below 2.5	damages not possible
II	2.5-5.0	damages very improbable
III	5.0-10.0	damages not probable
IV	over 10	damages possible stress check necessary

Figura 2. Límites vibratorios [14].

de aceleraciones por debajo de los umbrales admisibles casi todas las personas pueden estar expuestas a ciclos de vibración con un riesgo mínimo al dolor de espalda, efectos adversos en ella y otros malestares. Estos valores deben usarse como guías para el control de la exposición a la vibración del cuerpo entero, aunque debido a la susceptibilidad individual no puedan contemplarse como una separación definida entre los niveles seguros y los peligrosos. La figura 3 muestra el sistema de coordenadas biodinámicas utilizado para la evaluación de sensibilidad humana ante las vibraciones. Las componentes a_x , a_y , a_z indican las aceleraciones en las direcciones de los ejes x , y , z , respectivamente. El eje x representa la dirección pies-cabeza, el eje y muestra la dirección derecha- izquierda y el eje z indica la dirección espalda-pecho.

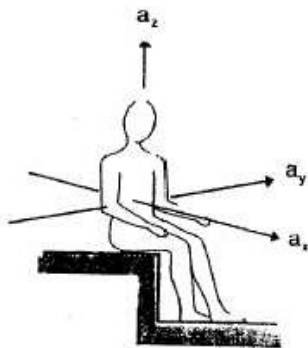


Figura 3. Sistema de coordenadas biodinámicas para medir las vibraciones, adaptado según Res. 295/03.

Es importante aclarar que en los casos donde se encuentra involucrada la permanencia del ser humano, con tiempo de exposición mayor que 24 hs, la Res. 295/03 basada en la norma ISO 2631 [10] considera que son nocivas las frecuencias comprendidas entre 4 y 8 Hz para la dirección x (pies-cabeza). Según Bertero *et al.* [11], las aceleraciones rms mayores que 0.6% g (0.06 m/s²) inducen molestias severas a las personas.

Por tal motivo, las personas no deberían exponerse en sitios donde el piso se mueve dicha cantidad de ciclos por segundo, ya que entraría en resonancia algún órgano generando diversos malestares.

2.4 Descripción de la estructura y metodología utilizada

El teatro analizado en este trabajo está formado por una planta baja y dos entresijos, con una capacidad total de 600 butacas. En la figura 4 se muestra una vista del interior del teatro donde se observan los dos entresijos y la planta baja.

Durante las funciones teatrales, las vibraciones indeseadas se detectaban en el primer entresijo. Por este motivo, los análisis del presente trabajo se efectuaron en la zona central del

sector de palcos de este entresijo, como se ilustra en la figura 5, indicándose con el punto 1 el sector de la medición.



Figura 4. Vista de los entresijos del teatro.

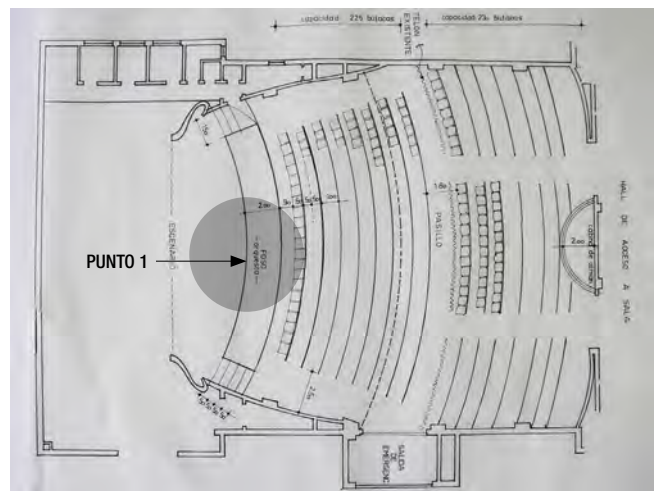


Figura 5. Planta del entresijo analizado con el sector y el punto 1 de medición.

Para evaluar el comportamiento estructural del entresijo afectado se realizaron las siguientes tareas:

- 1) Análisis dinámico y diagnóstico del comportamiento de la estructura original sin refuerzos.
- 2) Relevamiento y análisis estático para la evaluación de la flexibilidad estructural.
- 3) Modificación de la estructura con refuerzos y análisis estático.
- 4) Análisis dinámico y diagnóstico del comportamiento de la estructura reforzada.

3.

ANÁLISIS REALIZADOS, RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Análisis dinámico y diagnóstico del comportamiento de la estructura original sin refuerzos

El análisis dinámico consistió en obtener las frecuencias naturales y amplitudes vibratorias mediante un acelerómetro triaxial y adquirente de datos ubicados sobre el piso del entresijo afectado, en el punto 1 de la figura 5.

Para provocar la excitación de la estructura se aplicaron cargas dinámicas correspondientes a personas saltando un breve período, de manera de lograr vibraciones libres y determinar así la frecuencia natural del sistema estructural del entrepiso. La [figura 6](#) muestra una vista del palco del entrepiso durante la medición en el punto 1.



Figura 6: Vista del palco durante la medición en el punto 1.

La [figura 7](#) muestra el espectro vibratorio medido en el punto 1. Los resultados obtenidos indican que la frecuencia natural es 4 Hz y que la máxima amplitud de velocidad es 19,95 mm/s, rms.

Con estos resultados de frecuencia y de velocidad, de acuerdo con lo establecido en el nomograma de la [figura 1](#) se puede diagnosticar que la estructura del entrepiso presenta deterioro y daños menores [5, 9]. Complementariamente, según el criterio de la [figura 2](#) [13], la estructura se ubica en el rango IV fuera de los límites admisibles, presentando posible daño estructural.

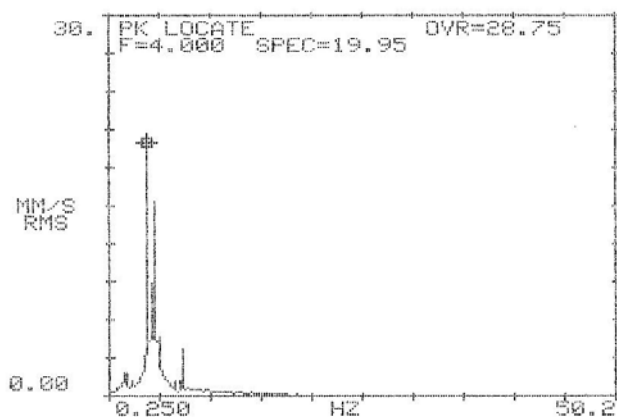


Figura 6: Vista del palco durante la medición en el punto 1.

3.2 Relevamiento y Análisis Estático para la Evaluación de la Flexibilidad Estructural

En virtud de los resultados obtenidos y del diagnóstico del comportamiento inadecuado, es necesario evaluar la estructura mediante análisis estático, para determinar la flexibilidad del sistema estructural. Para ello, en primer lugar se realizó un relevamiento de la estructura, inspeccionando por medio de cateos y consulta de planos de referencia. El relevamiento permitió

identificar la tipología estructural y los materiales empleados. A partir de esto, se pudo determinar que la estructura del primer entrepiso está constituida por 19 reticulados apoyados sobre un muro trasero y por una viga transversal reticulada de 23 m de luz con un voladizo que sirve de soporte de los palcos de 5 m de luz, como se muestra en la [figura 8](#).

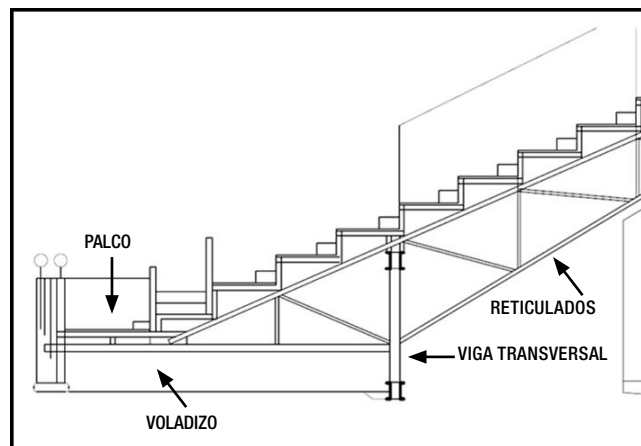


Figura 8. Estructura resistente del entrepiso inferior analizado.

A partir del relevamiento de la estructura metálica existente, se generó un modelo de la misma en software de elementos finitos, utilizando elementos tipo viga, como se muestra en [figura 9](#). Con respecto a las cargas para la resolución estática se consideró el peso propio y la sobrecarga de uso correspondiente a teatros y cines con asientos fijos sujetos al piso, uniforme 3 kN/m² con un coeficiente de impacto de 1,5, según la normativa vigente en Argentina, CIRSOC 101 [15], [tabla 4.1](#) y Art. 4.6.2. Los resultados de la resolución estática, en términos de la deformación de la estructura se muestran en [figura 10](#) y en la [tabla 1](#) los valores de desplazamiento en voladizo y viga transversal. En particular, el valor del desplazamiento máximo del voladizo de 15 mm es indicador de una gran flexibilidad, debido a que la relación luz del voladizo/desplazamiento es 5000 mm /15 mm = 333. Por otra parte, con este valor de desplazamiento, utilizando la [ec. 4](#) se puede estimar que la frecuencia natural fundamental es 4.069 Hz. Este valor es muy próximo al obtenido por las mediciones experimentales, 4 Hz.

La elevada flexibilidad del voladizo se debe en parte a su propia tipología estructural y en parte a la flexibilidad de la viga transversal de apoyo que traslada su flecha al voladizo. El análisis estático permitió evaluar el comportamiento global de la estructura, observándose los elementos que presentaban mayores deformaciones y, en consecuencia, proyectar los refuerzos necesarios para rigidizar el sistema.

El desplazamiento relativo vertical del voladizo se toma respecto a la posición deformada de la viga transversal y el Desplazamiento vertical total del voladizo se toma respecto a su posición indeformada inicial.

3.3 Propuesta de intervención de la estructura con refuerzos y análisis estático

De acuerdo con los resultados obtenidos en el análisis estático anterior, utilizando la normativa vigente en Argentina CIRSOC 301 [16], se proyectaron y ejecutaron los refuerzos

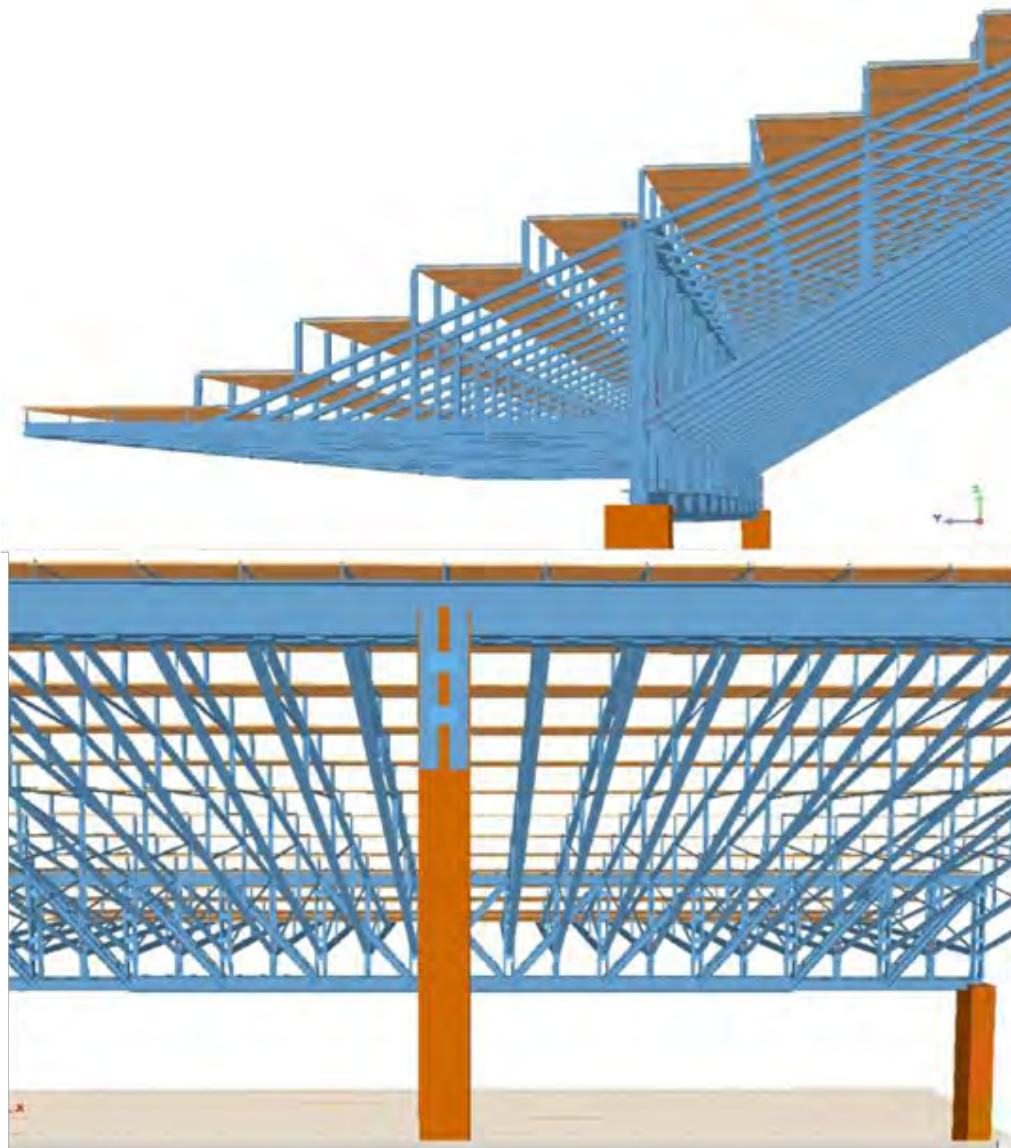


Figura 9. Modelos de elementos finitos de la estructura del teatro.

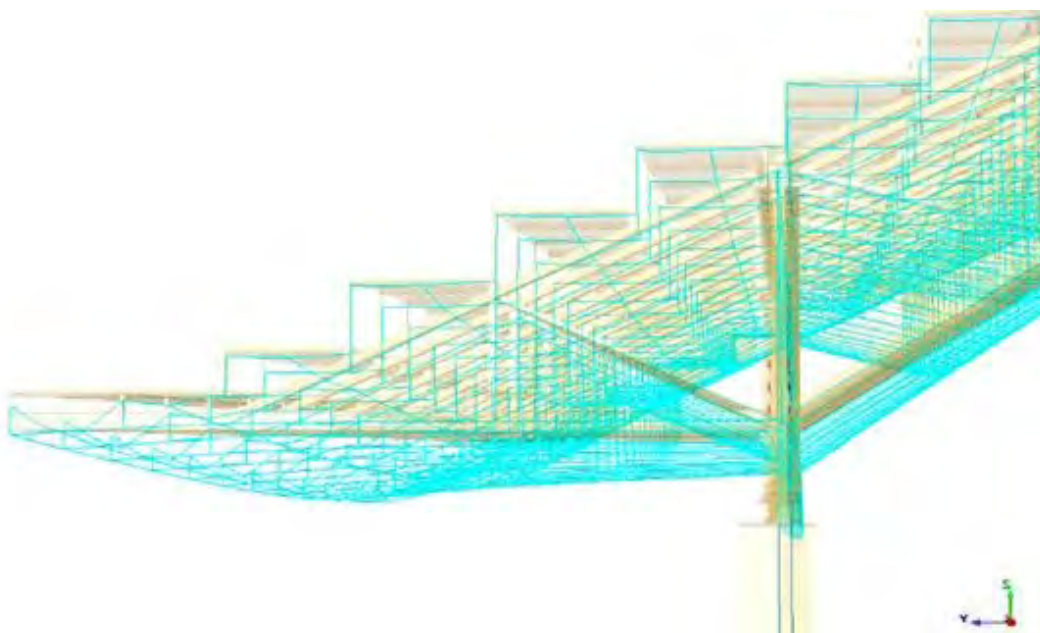


Figura 10. Deformada de la estructura

TABLA 1.
Desplazamientos máximos de la viga y del voladizo antes de las modificaciones con refuerzos.

Desplazamiento vertical de la viga transversal	Desplazamiento vertical relativo del voladizo	Desplazamiento vertical total del voladizo
20,5 mm	15 mm	35,5 mm

indicados en la [tabla 2](#) y en las [figuras 11](#) y [12](#). En las [figuras 13](#) y [14](#) se muestran los refuerzos realizados. La viga transversal se reforzó con 2 UPN para limitar el desplazamiento vertical, como se indica en las posiciones A y B. Esta viga también se reforzó con perfiles indicados en las posiciones E y F para limitar la flecha horizontal. Por otra parte, el voladizo se reforzó con perfiles indicados en las posiciones C, D, G, H, I.

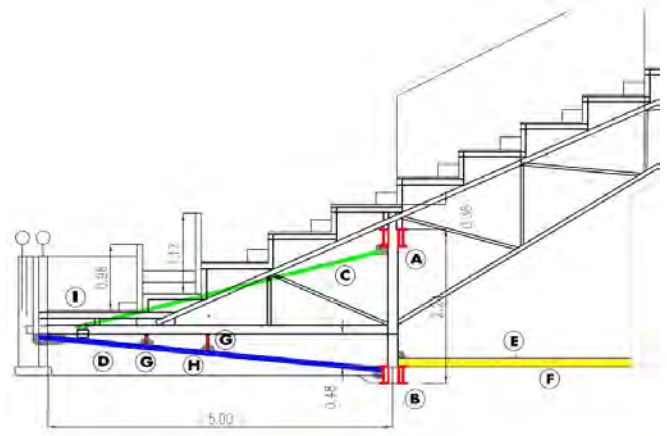


Figura 11. Corte de la estructura con los refuerzos proyectados.

TABLA 2.
Refuerzos estructurales utilizados.

Posición	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Tipo de perfil	1 UPN 220 + 1 UPN 240	2 UPN 240	2 LPN 57x57x4,8	2 UPN 100	1 LPN 57x57x4,8	2 UPN 120	2 LPN 38x38x3,2	2 LPN 57x57x4,8	2 UPN 160
Longitud (m)	14.50	14.50	5.00	5.00	4.00	3.30	0.50	8.00	1.20
Cantidad	1	1	4	9	1	3	18	1	4

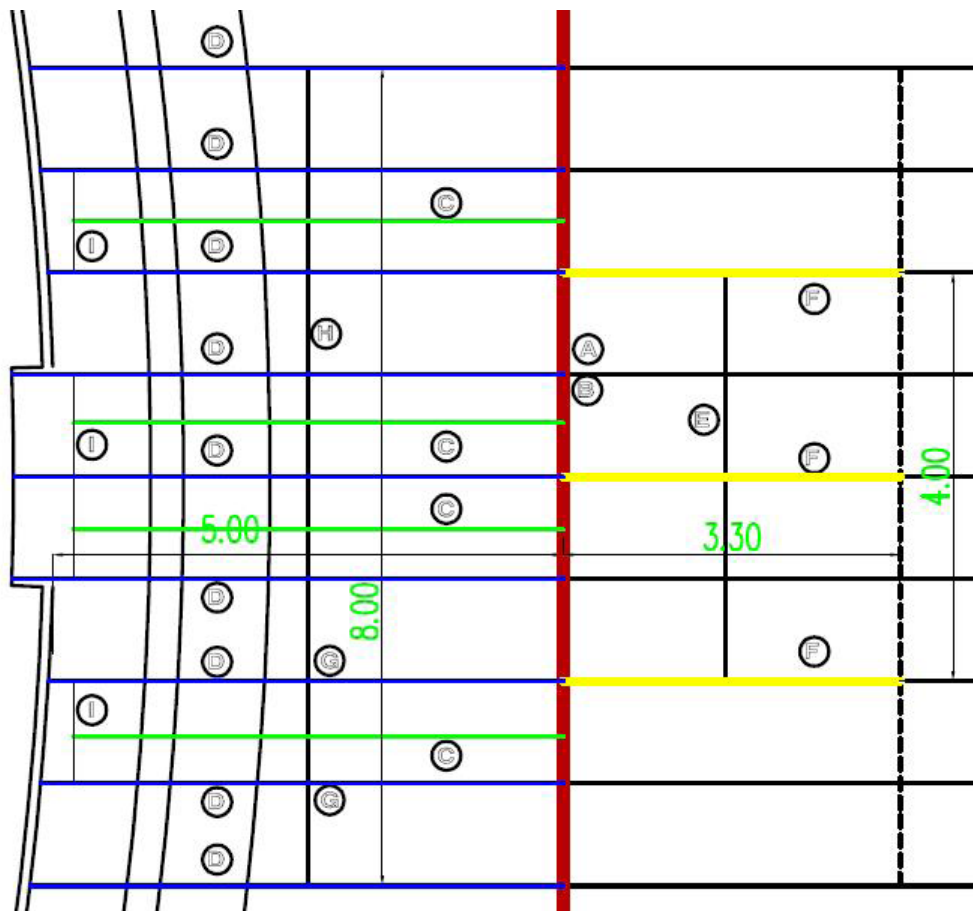


Figura 12. Planta de la estructura con los refuerzos proyectados.



Figura 13. Vista de la viga transversal entre las butacas del teatro



Figura 14. Detalle de la viga transversal con el refuerzo

Luego de la inclusión de los refuerzos, se realizó el análisis estático con modelos de elementos finitos utilizando el mismo marco normativo y por lo tanto las mismas cargas que las utilizada en el análisis de la estructura sin reforzar. Los resultados obtenidos se indican en la [tabla 3](#). Se puede observar la notable disminución de los valores de desplazamientos de la viga transversal y del voladizo.

En particular, el valor del desplazamiento máximo relativo del voladizo (9.5 mm) es indicador de la reducción de la flexibilidad, debido a que la relación luz del voladizo / desplazamiento es $5000 \text{ mm} / 9.5 \text{ mm} = 526$. Por otra parte, con este valor de desplazamiento, utilizando la [ec. 4](#) se puede estimar que la frecuencia natural fundamental luego de la inclusión de los refuerzos es 5.11 Hz.

TABLA 3. Desplazamientos máximos de la viga y del voladizo después de las modificaciones con refuerzos.

Desplazamiento vertical de la viga transversal	Desplazamiento vertical relativo del voladizo	Desplazamiento vertical total del voladizo
6.0 mm	9.5 mm	15.5 mm

El desplazamiento relativo vertical del voladizo se toma respecto a la posición deformada de la viga transversal y el desplazamiento vertical total del voladizo se toma respecto a su posición indeformada inicial.

3.4 Análisis dinámico y diagnóstico del comportamiento de la estructura reforzada

Una vez realizados los refuerzos estructurales, se efectuó el análisis dinámico de la estructura. En este caso, a los puntos de interés adaptados en la etapa de evaluación de estructura existente, se sumaron puntos en sectores sobre la viga transversal reforzada, en el cordón superior (punto 2) e inferior (punto 3), tal como se muestra en la [figura 15](#), para evaluar la sensibilidad humana mediante análisis de velocidades en las direcciones X, Y, Z. Para provocar la excitación de la estructura se aplicaron cargas dinámicas correspondientes a personas saltando de manera similar a lo indicado en el análisis dinámico inicial de la estructura original.

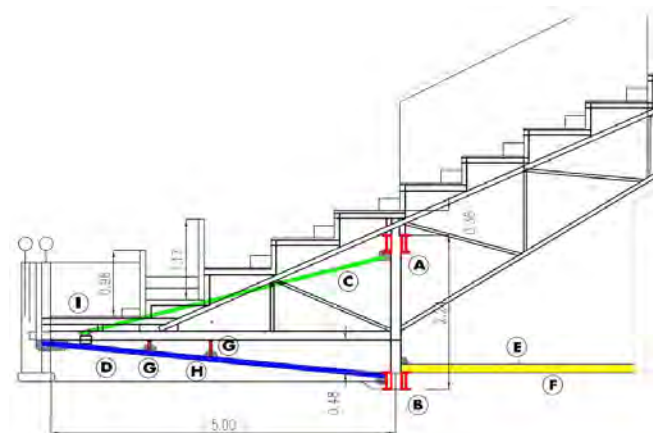


Figura 15. Detalle de la estructura reforzada con la ubicación de las direcciones X, Y, Z y los puntos de medición

En la [figura 16](#) se muestra el espectro vibratorio de la velocidad en función de la frecuencia luego de la realización de los refuerzos estructurales. Los resultados obtenidos indican que la frecuencia natural de la estructura modificada es 4.958 Hz y que la máxima amplitud de velocidad es 1.087 mm/s, rms. En consecuencia, se puede afirmar que luego de la rigidización con refuerzos, la frecuencia aumentó un 24% y que la amplitud de velocidad disminuyó un 95%. Es de notar que el valor de 4.958 Hz obtenido por medición es próximo al determinado teóricamente con la [ec. 4](#), de 5.11 Hz. Esto permite validar la estimación teórica de la frecuencia natural a partir del desplazamiento estático.

Finalmente, los resultados obtenidos de frecuencia y velocidad están dentro de los límites fijados por los criterios del nomograma de la [figura 1](#) y de la [figura 2](#). Por lo tanto, es posible diagnosticar que la estructura modificada cumple con los requisitos exigidos de comportamiento estructural adecuado.

Las [figuras 17](#) y [18](#) muestran las amplitudes de velocidad en función del tiempo de las partes superior (punto 2) e inferior (punto 3), respectivamente, de la viga transversal. Pueden observarse las distintas amplitudes en las tres direcciones X, Y, Z indicadas en la [figura 15](#). En la [figura 17](#) se destaca la máxima amplitud para la dirección Y de 0.0008 m/s, (0.8 mm/s), rms. Luego, en las direcciones Z y X los valores no superan 0,0007

m/s. Por su parte, en la [figura 18](#) se observa que las direcciones X y Z son las que poseen mayor amplitud, con valores aproximados de 0.0013 m/s (1.3 mm/s), rms. Luego, la velocidad en dirección Y es prácticamente nula.

En correspondencia, la aceleración máxima registrada es 0.04 m/s², rms, en el punto 3 y en la dirección X, por debajo del nivel admisible de sensibilidad humana, que se encuentra en torno a 0.6% g (0.06 m/s²) [11].

En consecuencia, según los criterios del nomograma de la [figura 1](#), los valores de velocidad y de aceleración no superan los límites admisibles de confort humano para una exposición de 24 hs [10] (ISO 2631, 1974) en la frecuencia de 5.11 Hz.

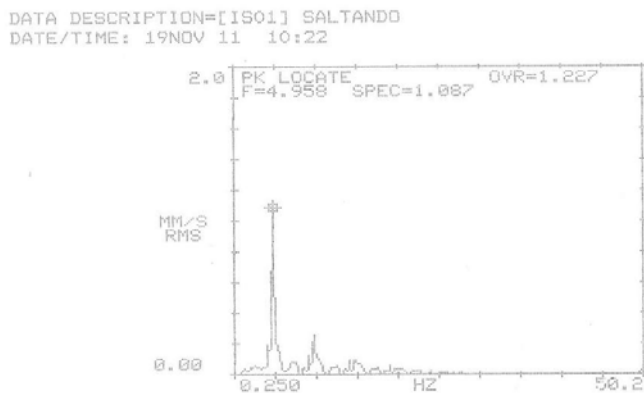


Figura 16: Velocidad en función de la frecuencia natural del entrepiso después de la intervención.

4. CONCLUSIONES

El proyecto y ejecución de refuerzos estructurales permitió la rigidización del entrepiso para habilitar su uso con acciones

dinámicas, dentro de los rangos admisibles de comportamiento estructural y de sensibilidad humana, establecidos por las normativas de diseño. En particular, se pudo observar que los valores de velocidad y de aceleración no superan los límites admisibles de confort humano para una exposición de 24 hs en la frecuencia de 5.11 Hz.

Asimismo, queda de manifiesto la importancia de la evaluación dinámica de las estructuras en la etapa de diseño para evitar comportamientos inadecuados durante su uso.

Los resultados obtenidos para el caso estudiado permiten destacar la validez de las pautas de comportamiento estructural basadas en las características dinámicas.

La determinación de la frecuencia natural fundamental a partir del desplazamiento estático fue validada y permite una buena estimación del comportamiento dinámico.

Por lo expuesto, el análisis dinámico de las estructuras constituye una técnica apropiada para evaluar daño estructural y/o afectación de la capacidad portante. Esta metodología de análisis dinámico constituye una técnica no destructiva muy práctica en su aplicación, lo cual la hace recomendable fundamentalmente antes y después de una intervención.

5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Peralta, M. and Ercoli (2005) N. Measuring the Dynamic Properties to Detect Structural Damage. IV International ACI/CANMET. *Conference of Quality of Concrete Structures and Recent Advances in Concrete Materials and Testing*. Olinda, Pernambuco State. Brazil. Sesión VII Non Destructive Test. pp. 463-475.
- [2] Peralta, M.; Ercoli, N.; Pico, L.; Bacchiarello, R.; La Malfa, S.; Correa, L. (2008) Análisis Numérico y Experimental de Vibraciones para la Evaluación del Comportamiento de un Puente. *Mecánica Computacional*, Vol. XXVII, pp. 2033-2052.
- [3] Peralta, M.; Ercoli, N.; Pico, L.; La Malfa, S. (2009) Utilización de Técnicas Experimentales Dinámicas en la Evaluación de Estructuras. 8o EIPAC, *Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción*, Mendoza, Argentina.

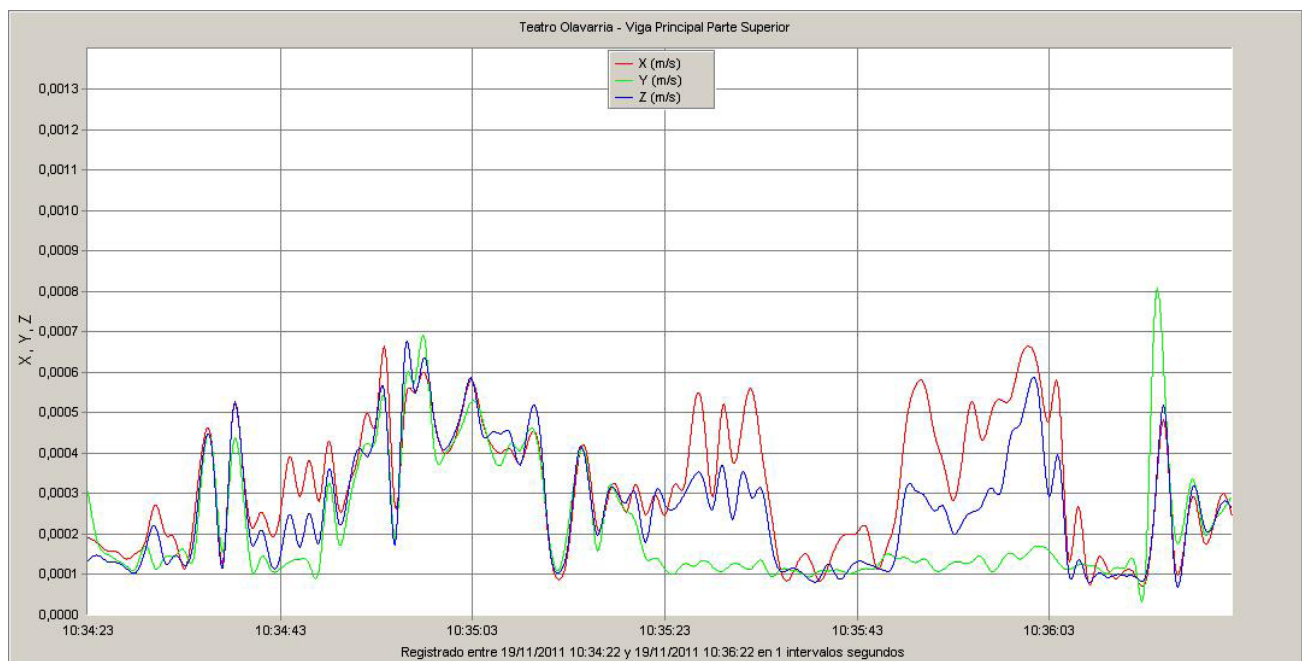


Figura 17. Amplitudes de velocidad en la parte superior de la viga transversal (punto 2).

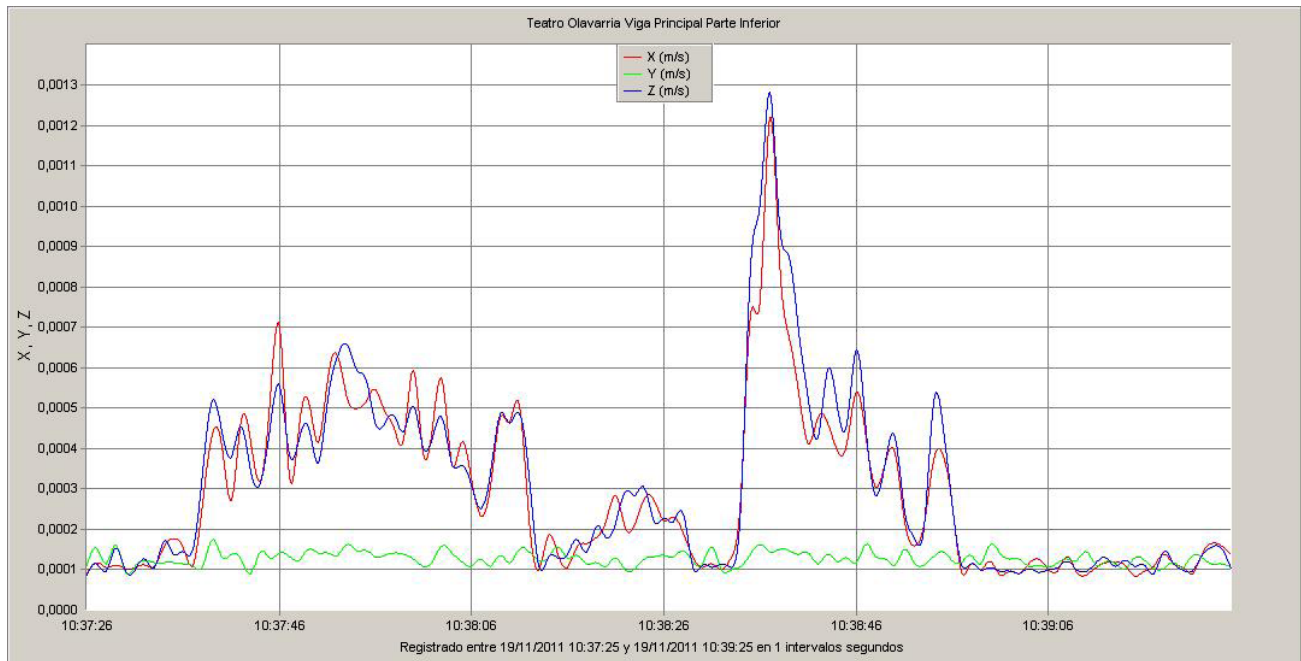


Figura 18. Amplitudes de velocidad en la parte inferior de la viga transversal (punto 3).

- [4] Clough, R. W. and Penzien, J. (1993) *Dynamics of Structures*. Second Edition, McGraw-Hill, Inc.
- [5] Richart F.E. Jr., Hall, J.R. Jr and Woods, R.D. (1970) *Vibrations of soils and foundations*. Prentice Hall.
- [6] Macinante, J. A. (1984) *Seismic Mountings for Vibration Isolation*. Wiley, New York.
- [7] Rao, S.(2018) *Mechanical Vibrations*. Sixth Edition, Pearson Education, Prentice Hall.
- [8] Husni, R. (2007) Fallas y prevención en las estructuras de hormigón. *Revista Ingeniería Estructural*. Año 15, n. 39.
- [9] ISO DP 4866. (1975) Evaluation and Measurement of Vibration in Buildings. Draft proposal. *International Organization for Standardization*.
- [10] ISO 2631. (1974) Guide for the Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration. *International Organization for Standardization*.
- [11] Bertero, R., Lehmann, A., Verri, A., Vaquero, S., Mussat, J. (2010) Vibraciones en edificios cercanos originadas por espectáculos musicales en estadios. *XXI Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*. Buenos Aires, Argentina.
- [12] ISO 2372. (1974) Mechanical Vibration of Machines with Operating Speeds from 10 to 200 rev/s. Basis for Specifying Evaluation Standards. *International Organization for Standardization*.
- [13] Steffens, R. J. (1966) Some aspects of structural vibration. *Proceedings of the Symposium on Vibrations in Civil Engineering*. B. O. Skipp (ed.). Butterworths. London.
- [14] Rades, M. (1994) Vibration Limits for Industrial Buildings. *The Shock and Vibration Digest*, v. 26, n. 3.
- [15] CIRSOC 101/05. (2005) Reglamento Argentino de Cargas permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras. CIRSOC, Centro de Investigación de los Reglamentos nacionales de Seguridad para las Obras Civiles. INTI. Buenos Aires.
- [16] CIRSOC 301/05. (2005) Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios. CIRSOC, Centro de Investigación de los Reglamentos nacionales de Seguridad para las Obras Civiles. INTI. Buenos Aires.

Fuente de financiación

El presente trabajo ha sido financiado por la Municipalidad de Olavarría y la Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires- [Acuerdo FIO UNICEN-Municipalidad de Olavarría Res. CAFI 008/11].

Análisis de los software BIM en el contexto de un concurso internacional

Analysis of BIM Softwares in the Context of an International Contest

José Antonio Lozano-Galant^d, Pablo Bellido-Montesinos^a, Fidel Lozano-Galant^b, Francisco Javier Castilla-Pascual^c

^a Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos – TECYR S.A.

^b Máster BIM y Arquitecto- GmasP, Valencia.

^c Doctor Arquitecto – Universidad de Castilla-La Mancha, Departamento de Ingeniería Civil y la Edificación.

^d Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos – Universidad de Castilla-La Mancha, Departamento de Ingeniería Civil y la Edificación.

Recibido el 30 de mayo de 2019; aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

Una de las formas más efectivas de fomentar el uso de nuevos enfoques como el BIM consiste en aplicar el Aprendizaje Basado en Proyectos (PBL). Una de las actividades PBL más motivadoras es la participación en concursos BIM. Este trabajo analiza por primera vez los BIM Execution Plans (BEPs) de los proyectos presentados en las ediciones del concurso internacional BIM Valladolid. Mostrando los software más utilizados en cada disciplina, así como su evolución del software utilizado por los equipos en las diferentes ediciones y los diferentes flujos de información entre los software de modelado y análisis estructural de las propuestas.

2022 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Licencia de uso *Creative Commons* (CC BY-NC-ND 3.0).

PALABRAS CLAVE: Análisis; BEP; BIM; concurso; software.

ABSTRACT

One of the most effective ways to encourage the use of new approaches like BIM consists on applying Project Based Learning (PBL). BIM contests stands as one of the most encouraging PBL activities. This paper analyses, for the first time, the BEPs of the BIM projects presented in the different calls of the international contest BIM Valladolid. This analysis provides a useful insight about the most common software in each discipline. The evolution of the software of teams throughout time, as well as the information flows between the modelling and the structural analysis software of the proposals are also presented.

2022 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. Creative Commons License (CC BY-NC-ND 3.0).

KEYWORDS: Analysis; BEP; BIM; contest; software.

1. INTRODUCCIÓN

Building Information Modeling (BIM) es una metodología de trabajo colaborativo para gestionar digitalmente datos esenciales del proyecto de una estructura a lo largo de su ciclo de vida (Penttilä 2006). Gracias a las ventajas económicas y técnicas que ofrece el BIM, cada vez un mayor número de

países están imponiendo o fomentando su uso en proyectos públicos (Liu *et al.*, 2015).

En estos últimos años, el progresivo desarrollo de hardware ha propiciado un creciente interés por la metodología BIM. Sin embargo, aún existen problemas tecnológicos que dificultan la implementación del BIM en un sector tan multidisciplinar como el de la construcción. Entre estos problemas destaca el

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / email: joseantonio.lozano@uclm.es (José Antonio Lozano-Galant).

desarrollo de flujos de trabajo adecuados, que permitan una óptima comunicación e interacción entre los agentes del proyecto. Estos flujos de trabajo dependen, en gran medida, de la capacidad de transferir adecuadamente la información entre las distintas disciplinas, es decir, de un software a otro.

Según numerosos investigadores (ver, por ejemplo, Sacks y Barak 2010 y Becerick *et al.*, 2010), la formación en BIM son esenciales para impulsar no solo la implementación de esta metodología, sino también la evolución de la industria de la construcción. Esta formación debe abarcar tanto los fundamentos metodológicos del BIM como el desarrollo de nuevas habilidades y conocimientos técnicos. En los últimos años, se han llevado a cabo numerosas iniciativas para introducir el BIM en los diferentes sectores de la industria de la construcción. Algunos ejemplos de estas actividades son: encuestas, conferencias y seminarios en foros técnicos, estudios de casos (por ejemplo, Barlish y Sullivan 2012), así como manuales de estandarización o implementación (por ejemplo, Eastman *et al.*, 2011).

Una de las formas más efectivas para fomentar el uso de nuevas metodologías como el BIM, consiste en aplicar el Aprendizaje Basado en Proyectos (ABP) (Wu y Hyatt 2016). De acuerdo con esta metodología, los aprendices, organizados en equipos de trabajo, pueden desarrollar sus conocimientos y habilidades resolviendo un desafío realista. Es decir, aprenden haciendo (López-Querol *et al.*, 2015). De esta manera, los miembros del equipo pueden tomar un descanso de sus proyectos diarios para experimentar e investigar sin restricciones y ni fechas límite. Algunas de las actividades más comunes basadas en la metodología ABP son: (1) Premios BIM, donde las empresas y/o grupos de profesionales pueden presentar modelos BIM realizados con software como Autodesk (2017) o Tekla (2017). Por lo general, este tipo de desafíos es completamente abierto, por lo que, los equipos tienden a enviar trabajos realizados con anterioridad para otros proyectos. Por este motivo las propuestas son totalmente diferentes, lo que dificulta su comparación. (2) Concursos BIM, donde se propone la resolución de un desafío (como el diseño de un edificio (BIM Valladolid (BIMTecnía 2018)), Concurso de Diseño de Refugios Temporales para Catástrofes (Phillipp 2015), el diseño de un proceso de construcción (Passive House 2016), o la urbanización de un espacio urbano (BIM Concours 2016) utilizando metodología BIM. El formato de este tipo de actividades presenta la ventaja adicional de potenciar la experimentación de los grupos de trabajo. Por ejemplo, en la mayoría de los concursos se valora positivamente que los equipos sean capaces de resolver problemas de interoperabilidad entre software de diferentes compañías. Otra ventaja de este modelo de concurso es que todos los equipos trabajan sobre el mismo problema, lo que facilita tanto el análisis de las propuestas como su comparación. En este sentido, el análisis de los *BIM Execution Plan* (BEP) podría servir para obtener numerosa información referente a los software o los flujos de información más utilizados en cada disciplina.

A pesar del interés y la utilidad de este tipo de resultados, no se ha llevado a cabo ningún análisis de los resultados de las propuestas enviadas a un concurso internacional BIM. Para suplir esta carencia en la literatura, este trabajo analiza, por primera vez, los BEPs de todos los proyectos presentados en tres ediciones (2014, 2015 y 2016) del concurso internacio-

nal BIM (concurso BIMValladolid en España). Este análisis proporciona información útil sobre el software utilizado en las principales disciplinas (arquitectura, estructuras, análisis energético, mediciones y presupuestos, planificación y gestión de costes), así como los flujos de trabajo de información más comunes. Analizar distintas ediciones ha permitido mostrar cómo la metodología BIM se ha instalado progresivamente en las rutinas de trabajo de los profesionales del sector.

La metodología empleada para la redacción del siguiente documento fue la siguiente: análisis pormenorizado de los *Building Execution Plans* (BEPs) del concurso BIM Valladolid en las ediciones correspondientes a los años 2014, 2015 y 2016. También se revisan los desafíos y los premios propuestos en las tres ediciones. Analizando el software utilizado en las principales disciplinas (específicamente arquitectura, análisis estructural, eficiencia energética, mediciones y presupuestos), profundizando en el análisis de los flujos de información entre las disciplinas de arquitectura y análisis.

2. CONCURSO BIM VALLADOLID

El BIM Valladolid (BIMVa) es un concurso internacional que se celebra anualmente en la ciudad de Valladolid, con la colaboración del Excmo. Ayuntamiento de Valladolid, la Junta de Castilla y León y los colegios profesionales de Arquitectos y Arquitectos Técnicos de Castilla y León. Este concurso fue creado por un grupo de profesionales del sector de la construcción con el objetivo de promover el uso y la implementación de la metodología BIM en el diseño y gestión de proyectos arquitectónicos. Para ello, en cada edición se plantea un caso real de estudio a resolver por equipos con metodología BIM. A diferencia de otras competiciones, el jurado valora especialmente la experimentación en la interoperabilidad entre software. Desde su creación en 2014, han participado un total de 34 equipos constituidos por participantes de diferentes países (como son España, Italia, Alemania, Reino Unido y Panamá). El número de integrantes de cada equipo varía desde los 5 hasta los 25 miembros por equipo.

El concurso BIMVa se enmarca dentro del Congreso Internacional BIMTecnía (2017), celebrado también anualmente en Valladolid. Los principales objetivos de este congreso son: (1) Evaluar el grado de madurez del uso del BIM en España. (2) Permitir que los profesionales con menos experiencia, especialmente los jóvenes, participen en talleres y seminarios web para conocer las herramientas BIM. (3) Mostrar el estado del arte actual en la implementación del BIM en el sector de la construcción. Es en este punto donde se enmarca el concurso BIMVa.

A continuación, se describen las principales características de las tres ediciones del concurso analizadas (2014, 2015 y 2016).

2.1 Evolución de los retos propuestos en las distintas ediciones del BIMVa.

El reto propuesto en cada una de las ediciones del concurso BIMVa ha ido evolucionando a lo largo de las diferentes edi-

ciones. Su primera edición fue en 2014. En este desafío, los equipos tuvieron que diseñar un centro cívico ubicado en el barrio de La Victoria en Valladolid (España). El proyecto de partida es diseño del arquitecto español Pablo Gigosos y cuenta con una superficie construida de 2854 m². Los equipos tenían libertad para mejorar ligeramente el diseño inicial, modificando la composición del edificio y los materiales de su fachada. Sin embargo, tenían que respetar las características funcionales. Todos los equipos recibieron un archivo *.DWG con el diseño inicial del edificio. Este archivo incluía los planos en planta, los alzados y las secciones necesarias para definir el edificio propuesto. También se les entregó una breve memoria descriptiva y la descripción de los entregables. Para preparar el concurso, los equipos pudieron asistir a una serie de seminarios web gratuitos, y dispusieron también de licencias temporales de los siguientes softwares: Presto, Aconex, Solibri y Lumion. Para elaborar sus propuestas, los equipos contaban con 100 horas ininterrumpidas. Estas propuestas debían presentar los modelos desarrollados en IFC, una memoria que incluyera la explicación de los cálculos y análisis realizados, así como los BEPs. Los premios incluyeron dinero en metálico (2000 €, 1000 € y 600 €, para los tres primeros equipos), así como licencias permanentes de los software patrocinadores (Lumion). El ganador de esta edición fue el equipo Total BIM Consulting. En 2015, nuevamente se retó a los equipos a trabajar con un centro cívico. La principal diferencia con la edición anterior fue que en esta ocasión el edificio ya estaba construido. Por esa razón, el enfoque fue ligeramente diferente, ya que los equipos deberían centrarse en desarrollar un sistema de gestión para el edificio. La estructura propuesta tenía una superficie construida de 2000 m² y estaba ubicada en el barrio de Parquesol en Valladolid. Los equipos recibieron la misma información y debían presentar los mismos entregables que en la edición anterior. El tiempo de trabajo fue de nuevo 100 horas ininterrumpidas. Los premios también fueron similares a la edición anterior, aunque los premios en metálico se incrementaron a 3000 €, 2000 € y 1000 €, respectivamente. Además, Knauf Company ofreció un premio adicional de 500 € para el equipo que mejor uso hiciera de sus productos. El ganador de la edición de 2015 fue el equipo BIM Levante.

En 2016, el reto propuesto cambió significativamente con respecto a las ediciones anteriores. En primer lugar, en esta edición se planteó un centro de salud en vez de un centro cívico. En segundo lugar, no se propuso ningún diseño arquitectónico de partida, al recibir únicamente el programa funcional del edificio. Como consecuencia los equipos empezaron sus propuestas esbozando un diseño arquitectónico. Los entregables fueron similares a los exigidos en ediciones anteriores, pero en esta ocasión, el tiempo se extendió a 150 horas ininterrumpidas. En esta edición, se añade como novedad la propuesta de firmar un contrato con el equipo ganador para materializar el proyecto real del edificio empleando metodología BIM. Los premios fueron los mismos que en la edición 2015 del concurso. El ganador del mismo, fue el equipo de la UPC School.

3.

ANÁLISIS DE LAS PROPUESTAS PRESENTADAS EN EL BIMVA

Para estudiar las propuestas presentadas en las tres ediciones (2014, 2015 y 2016) del concurso BIMVa, se analizaron los BEPs presentados por los diferentes equipos. Esta información fue proporcionada por la dirección del BIMVa y se completó con consultas puntuales a los miembros de los diferentes equipos por correo electrónico.

En esta sección se analiza: (1) Software por disciplinas: Este análisis permite la identificación y evolución en el uso de las diferentes herramientas BIM utilizadas en cada disciplina. (2) Flujo de información entre disciplinas: Este estudio analiza el flujo de información entre las disciplinas de todos los equipos participantes. Para mostrar los resultados, únicamente se presenta el intercambio de información entre las disciplinas de arquitectura y análisis estructural.

3.1 Software por disciplinas

En esta sección se estudian los software utilizados en las siguientes disciplinas: (1) Arquitectura: Creación de la geometría del edificio e introducción de los elementos arquitectónicos. (2) Análisis estructural: Análisis del comportamiento de los elementos estructurales. (3) Eficiencia energética: Análisis del comportamiento energético del edificio y de sus elementos. (4) Mediciones y presupuesto: Estudio de las mediciones y la estimación del coste de las unidades del proyecto. (5) Planificación y gestión de costes:

En las siguientes figuras (1-5) se representa el porcentaje de software usado en las tres ediciones del concurso para cada una de las disciplinas. En estas figuras, los porcentajes por año se han obtenido dividiendo el número de equipos que utilizaron el software ese año por el sumatorio de todos los software utilizados ese año en la disciplina.

La figura 1 analiza el software usado en arquitectura en 2014 (figura 1.A), 2015 (figura 1.B) y 2016 (figura 1.C). El análisis de esta figura ilustra que Autodesk (Revit y Autocad) es el software más común en esta disciplina. La combinación de ambos software muestra también cómo los profesionales usan su experiencia previa (Autocad) para evolucionar secuencialmente hacia la metodología BIM (Revit). De hecho, a través de las tres de las ediciones del concurso, el uso de Autocad se ha ido reduciendo en la medida que aumentaba el uso de Revit. El porcentaje de uso del software de Autodesk se ha reducido del 52.63% en 2014 al 42.86% en 2016. Esta tendencia se explica por el aumento del número de software utilizado en las diferentes ediciones, pasando de 6 (Revit y Autocad, Aecosim, Allplan, Archicad, Building Design y Skechup) en 2014 a 10 (Revit y Autocad, Aecosim, Allplan, Archicad, Sketchup, Building design, Grasshopper, Dynamo y Rinocheros) en 2016. El segundo software de arquitectura más usado es Archicad. Este software ha pasado del 10.53% en 2014 al 14.29% en 2016.

La figura 2 analiza el software usado en análisis estructural en 2014 (figura 2A), 2015 (figura 2B) y 2016 (figura 2C). Esta figura ilustra cómo el número de software utilizado en esta disciplina es significativamente más bajo que en arquitectura. De hecho, en las tres ediciones únicamente

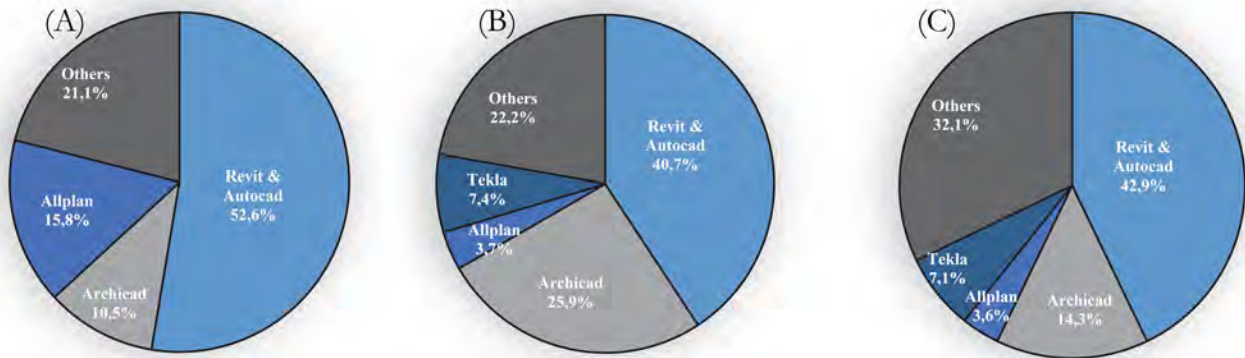


Figura 1: Porcentaje de software usado en la disciplina de arquitectura en los años 2014 (A), 2015 (B) y 2016 (C).

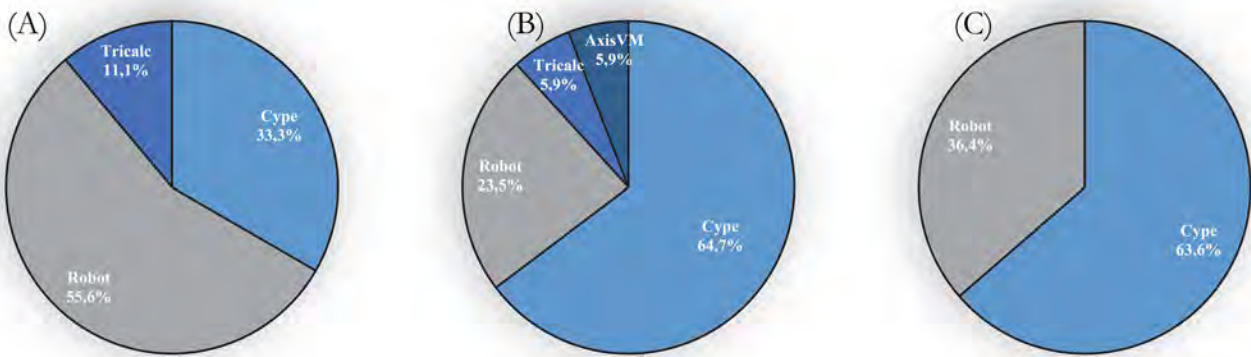


Figura 2. Porcentaje de software usado para disciplina de análisis de estructuras en 2014 (A), 2015 (B) y 2016 (C).

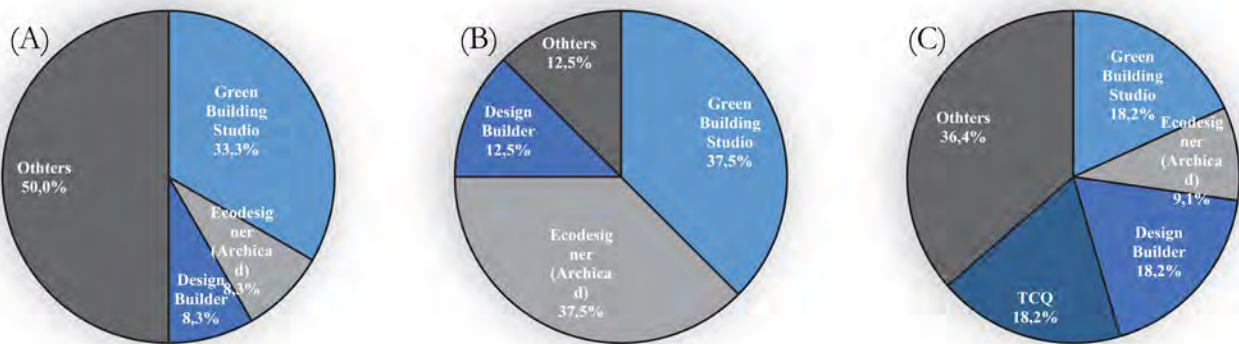


Figura 3: Porcentaje de software usado en la disciplina de eficiencia energética en los años 2014 (A), 2015 (B) y 2016 (C).

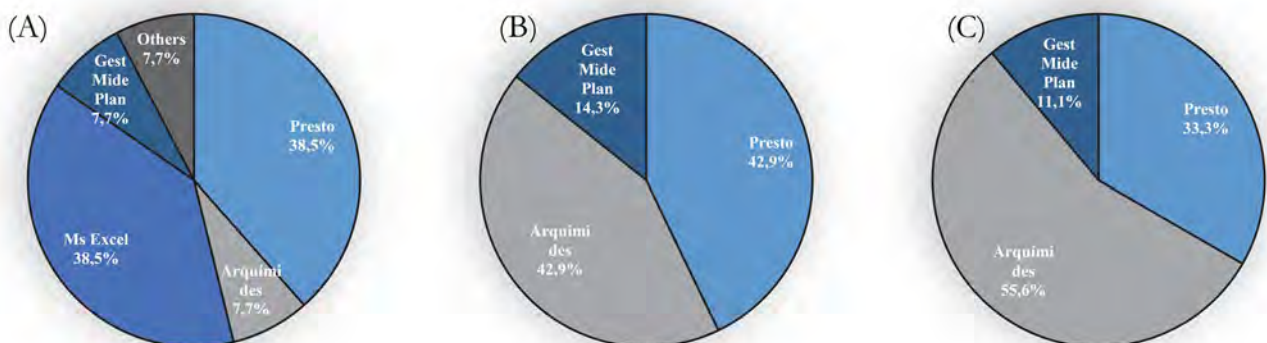


Figura 4. Porcentaje de software usado en la disciplina de mediciones y presupuestos en los años 2014 (A), 2015 (B) y 2016 (C).

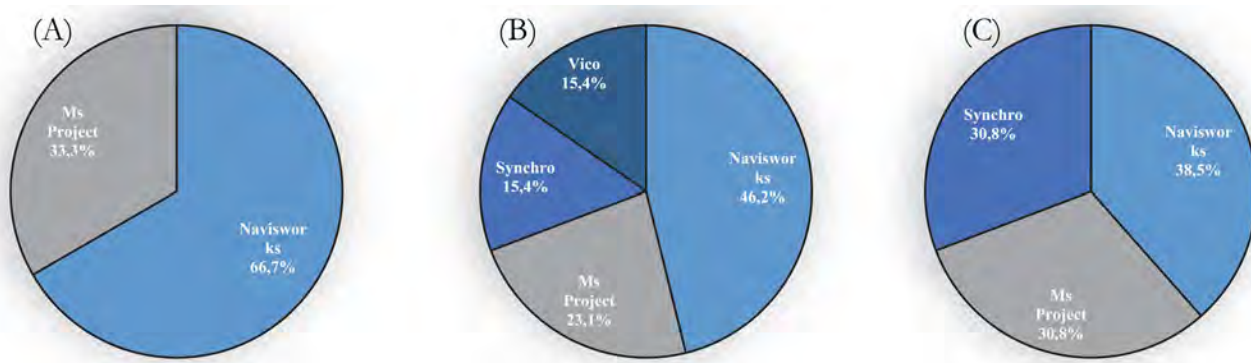


Figura 5: Porcentaje de software usado en la disciplina de planificación y control de obra en los años 2014 (A), 2015 (B) y 2016 (C).

se han utilizado 4 programas (Tricalc, Robot, Cype y Axis VM). Entre estos programas, el más usado es Cype, con un porcentaje de uso que va del 33.33% en 2014 al 64.71% en 2015. El uso de este software ilustra la popularidad y consolidación de este software en el mercado español. Segundo software más popular es Robot., cuyo uso ha disminuido del 55.56% en 2014 al 36.36% en 2016. Se observa una tendencia a reducir el número de software utilizado en ediciones sucesivas del concurso. De hecho, en la última edición, los equipos utilizaron solo dos software, Cype (63.64%) y Robot (36.36%). Este hecho se puede explicar por la versatilidad del software para realizar simulaciones estructurales y planos de ejecución y exportar las mediciones de los elementos estructurales analizados.

La figura 3 analiza el software usado en eficiencia energética en 2014 (figura 3A), 2015 (figura 3B) y 2016 (figura 3C). Más allá del uso de las herramientas de análisis de eficiencia energética asociadas a softwares de arquitectura (REVIT-GBS y ARCHICAD-Eco), Designbuilder es la más usada para esta tarea. En 2014 y 2015 su porcentaje de uso es más bajo, pero en 2016, los porcentajes se equiparan, GBS (18.18%), Designbuilder (18.18%), TCQ (18.18%) y Ecodesigner (9.09%). Las otras herramientas utilizadas en 2014 son Allplan y Vasari, la primera ha desaparecido (como se muestra en la figura 3) entre las herramientas de diseño arquitectónico preferidas, y Vasari ya no es una opción comercial, ya que se integró en el paquete de Autodesk. Por otro lado, las herramientas de certificación energética como HULC, se han ido introduciendo cada vez más en el flujo de trabajo de análisis de eficiencia energética, especialmente en 2016, ya que este concepto está tomando cada vez más relevancia en el contexto del sector de la construcción. Finalmente, la aparición de TCQ está ligada a la tarea específica de evaluar el consumo de energía durante el proceso de construcción, que también es un concepto más reciente y tiene el principal objetivo de buscar una mayor sostenibilidad ambiental.

La figura 4 analiza el software usado en mediciones y presupuestos en 2014 (figura 4.A), 2015 (figura 4.B) y 2016 (figura 4.C). Esta figura muestra cómo el número de software usado se ha reducido a lo largo de las ediciones del concurso, pasando de 5 en 2014 (Medit, Ms Excel, Presto, Gest Mide Plan y Arquímedes) a solo 3 (Presto, Gest Mide Plan y Arquímedes) en 2015 y 2016. Cabe destacar que en la primera edición los profesionales utilizaron hojas de cálculo

de MS Excel. El uso de este programa ilustra cómo en ese momento seguían usando el software tradicional para realizar los presupuestos de sus proyectos. Desde 2015 se puede apreciar una evolución en el uso del software, al no utilizar ningún equipo MS Excel en sus propuestas. La figura 4 también muestra que el uso de Arquímedes ha aumentado significativamente pasando del 7.69% en 2014 al 55.56% en 2016. Este incremento de popularidad se puede explicar por su buena conectividad con el software de análisis estructural Cype al pertenecer ambos a la misma compañía.

La figura 5 analiza el software usado en planificación y control de obra en 2014 (figura 5.A), 2015 (figura 5.B) y 2016 (figura 5.C). Estas figuras muestran que el software más usado en esta disciplina es Navisworks. Sin embargo, su uso ha disminuido del 66.67% en 2014 al 38.46% en 2016. Este hecho puede explicarse por el incremento del uso de la principal alternativa: MS Project, así como por el uso de software que patrocina el concurso. Este es el caso de Synchro, que aumentó su uso en 2015 del 15.38% al 30.77% en 2016.

3.2 Flujos de trabajo entre la disciplina arquitectura y análisis estructural

En esta sección se analizan los flujos de trabajo entre las disciplinas de arquitectura y análisis estructural. Las representaciones gráficas de estos flujos de trabajo se presentan en las figuras 6 (2014), 7 (2015) y 8 (2016). Los diferentes programas se representan con sus logotipos correspondientes. Las flechas se utilizan para representar la dirección del flujo de información. Estas flechas pueden estar en una dirección (desde arquitectura hasta análisis estructural o desde análisis estructural hasta arquitectura) o en ambas direcciones (en los casos en que los flujos de trabajo entre disciplinas son bidireccionales). Estas cifras también incluyen el porcentaje de uso de cada flujo de trabajo. Obviamente, cuanto mayor sea el porcentaje, mayor será el uso de ese flujo de trabajo por parte de los equipos que compiten en la edición analizada.

IFC 2x3 es el tipo de archivo de intercambio de flujos de trabajo más usado, a excepción de los softwares que pertenecen a la misma empresa, que su intercambio se produce en formatos nativos (por ejemplo, Revit y Robot), ambos pertenecen a Autodesk. Este flujo de trabajo, usando formatos de archivos nativos, tiene mayor interoperabilidad que mediante IFC.

La figura 6 muestra que en 2014 Revit se usó principalmente para modelar y posteriormente exportar la estructura a Robot (54.60%) y una vez calculada la estructura se exportó de nuevo desde Robot a Revit (flujo bidireccional). Algunos equipos (4.60%) también hicieron esta conexión de Revit a Robot indirectamente a través de Autocad. Además, Revit también se conectó con Cype bidireccionalmente (9.10%). Allplan fue el otro software de arquitectura utilizado para conectar con el análisis estructural. Este software se usó de forma bidireccional a Cype (18.20%) y al software Arktec Tricalc (9.10%).

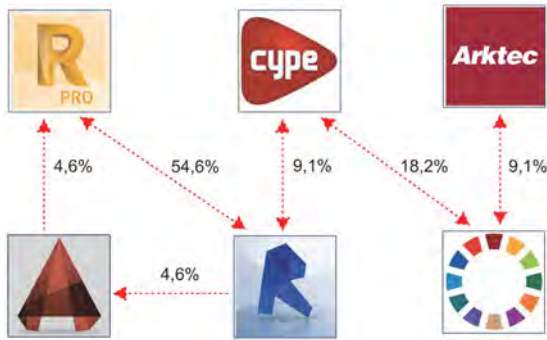


Figura 6. Flujos de trabajo entre Arquitectura y Análisis estructural en 2014.

La figura 7 muestra que en 2015 Revit fue nuevamente el software de arquitectura más usado para el intercambio de información entre arquitectura y análisis estructural. A diferencia del año anterior, la conexión más habitual de Revit es con Cype (40.00%) y la conexión con Robot solo representó el 26.70%. El segundo software de arquitectura más popular es Archicad y se conecta principalmente a Cype (26.70%). Finalmente, Tekla también está conectado de forma bidireccional a Cype (6.70%).

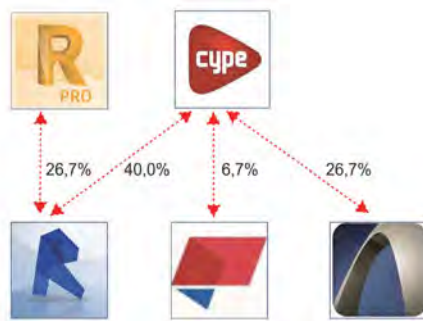


Figura 7. Flujos de trabajo entre Arquitectura y Análisis estructural en 2015.

La figura 8 muestra que en 2016 la mayoría del software de análisis estructural recibió la información de Revit. Al igual que en la edición anterior, la conexión más común de este software fue con Cype (42.90%) seguido de cerca por

Robot (35.7%). Un equipo (2.4%) también realizó diseños paramétricos con Rhinoceros que analizaron posteriormente con Robot, transfiriendo la información a través de Autocad. Finalmente, el otro software de modelado utilizado fue Archicad conectado con Cype (14.30%).

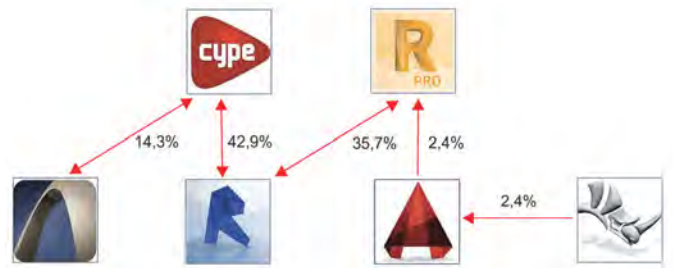


Figura 8. Flujos de trabajo entre Arquitectura y Análisis estructural en 2016.

4. CONCLUSIONES

Con el fin de fomentar el uso del *Building Information Modeling* (BIM) entre empresas y universidades, se han llevado numerosas actividades, entre las destacan aquellas basadas en una metodología de Aprendizaje Basado en Proyectos (ABP) que permite experimentar las ventajas de usar esta nueva metodología, mediante su experiencia personal. Una de las actividades de ABP más alentadoras son los concursos BIM, donde diferentes equipos han de resolver un mismo desafío con su propia metodología en el mismo tiempo de trabajo.

Este trabajo analiza los *Building Execution Plans* (BEPs) de los proyectos BIM presentados en tres ediciones diferentes (2014, 2015 y 2016) del concurso internacional BIM (BIM Valladolid en España). Este análisis proporciona una visión útil sobre los siguientes temas: (1) Software utilizado en las principales disciplinas: arquitectura, análisis estructural, eficiencia energética, mediciones y presupuesto, planificación y control de obras. Los resultados obtenidos muestran que en algunas disciplinas (como arquitectura) las empresas tendieron a aumentar el número de software utilizado en las ediciones del concurso. El software de arquitectura más popular fue Revit y su uso se combina conjuntamente con Autocad. El uso de este último software muestra cómo las empresas han ido evolucionando desde su metodología pre-BIM. En la disciplina de Análisis estructural, el número de software empleado, se ha reducido sucesivamente a lo largo de las ediciones del concurso. De hecho, las empresas tienden a usar solo dos software; Cype y/o Robot. Con respecto a la disciplina de Eficiencia Energética, el uso de software específico como Designbuilder se está haciendo cada vez más popular, ya que la interoperabilidad con el software de arquitectura está ganando solidez. TCQ parece ser una opción de uso creciente para la cuantificación del consumo de energía durante la fase de ejecución, aunque resulta de mayor interés combinando su uso para otras disciplinas. En la disciplina de mediciones y presupuesto, el software de Arquímedes está ganando po-

pularidad debido a su buena conexión con el software Cype, cuyo uso está bien establecido en España. El análisis de esta disciplina también muestra cómo en el primer concurso, los participantes de la edición combinaron el software BIM con el uso de hojas de Microsoft Excel. El hecho de que este software haya dejado de usarse en ediciones posteriores, muestra cómo las empresas han evolucionado hacia el uso de software BIM específico. En la disciplina de planificación y control de ejecución de obra, Microsoft Project y Navisworks son con diferencia los software más usados. (2) Flujos de trabajo de información entre las disciplinas de arquitectura y análisis estructural. Esta comparación muestra que la conexión más común entre estas disciplinas es entre Revit y Cype. A lo largo de las diferentes ediciones, la cantidad de conexiones ha aumentado significativamente.

Es importante resaltar que las conclusiones obtenidas en referencia al uso del software se enmarcan en las características particulares de los enunciados propuestos en el concurso analizado y en el software previamente adquirido por las empresas. Los concursos BIM también pueden verse como una buena oportunidad para que las empresas experimenten con nuevos software. Por esa razón, las compañías de software patrocinadoras de este tipo de eventos intentan alentar el uso de sus productos proporcionando a los participantes tutoriales gratuitos y versiones de prueba.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la organización del concurso BIM de Valladolid, especialmente a J. E. Nogués y J. Alonso por la información proporcionada para el análisis de los BEPs. También se agradece la financiación de la Beca de Pablo Bellido por parte del Instituto Enrique Castillo (UCLM), la beca del Vicerrector de Docencia de la UCLM por participar en concursos internacionales y el proyecto de investigación BIA2017-86811-C2-2-R del Ministerio español de Economía, Industria y Competitividad, financiado con fondos FEDER y dirigido por José Antonio Lozano-Galant.

Referencias

- [1] Otsuka, K., Wayman C.M. (1988) *Shape Memory Materials*, Cambridge University Press, United Kingdom.
- [1] AUTODESK (2017). <<https://www.autodesk.com/hk/bimawards>> [Consulta: 14 de diciembre de 2017].
- [2] Azahar, S. (2009) Building Information Modeling (BIM): Trends, Benefits, Risks, and Challenges for the AEC Industry, *Leadership and Management in Engineering*, 11 (3), 241-252.
- [3] Barlish K. and Sullivan, K. (2012) How to measure the benefits of BIM—a case study approach, *Automation in construction*, 24, 149-159.
- [4] Becerik-Gerber, B. and Kensek, K. (2010) Building Information Modeling in Architecture, Engineering, and Construction: Emerging Research Directions and Trends, *Journal of Professional issues in Engineering Education and Practice*, 136(3), 139-147.
- [5] BIMCONTEST. BIM Concours. <<https://bimcontest.com/>> [Consulta: 7 de febrero de 2018]
- [6] BIMTECNIA. Congreso sobre metodología BIM. <<http://www.bimtecnica.com/>> [Consulta: 7 de febrero de 2018]
- [7] Bellido, P. (2017) *Study of the information flow using BIM tools: Experience of the team C-BIM UCLM*, Trabajo Fin de Master, Universidad de Castilla-La Mancha.
- [8] Eastman, C., Teicholz, P., Sacks, R. and Liston, K. (2011) *BIM Handbook, A guide to Building Information Modeling for Owners, Managers, Designers, Engineers and Constructors*, (2nd Ed) Wiley.
- [9] Penttila, H. (2006), Describing the changes in architectural information technology to understand design complexity and free-form architectural expression, ITCON 11 (Special Issue The Effects of CAD on Building Form and Design Quality), 395-408
- [10] Liu, S., Xie, B, Tivendal, L. and Liu, C. (2015) The Driving Force of Government in Promoting BIM Implementation, *Journal of Management and Sustainability*, 5(4), 154-164.
- [11] Lopez-Querol, S. Sanchez-Cambronero, S., Rivas, A. Garmendia, M. (2015) Improving Civil Engineering Education: Transportation Geotechnics Taught through Project-Based Learning methodologies, *Journal of Professional issues in Engineering Education and Practice*, 141(1), 1-7.
- [12] Passivehouse. (2018) BIM Passive House international contest. <https://passivehouseinternational.org/index.php?page_id=76&y=2015> [Consulta: 7 de febrero de 2018]
- [13] Philipp, N.H, (2015). Utilizing BIM in a design build competition program, *ASCE Annual Conference and Exposition*, Washington United States.
- [14] Pont, U. et al., (2016) Effort and Effectiveness Considerations in Architectural Design: Two Case Studies of Architectural Design Studios, *Applied Mechanics and Materials*, 824, 836-844.
- [15] Sacks, R. Barak R. (2010) Teaching Building Information Modeling as an Integral Part of Freshman Year Civil Engineering Education, *Journal of Professional issues in Engineering Education and Practice*, 136(1), 30-38.
- [16] Smith, P. (2014) BIM Implementation – Global Strategies, *Procedia Engineering*, 85, 482-492.
- [17] Succar, B. (2009) Building Information Modelling Formwork: a research and delivery foundation for industry stakeholders, *Automation in Construction*, 18(3), 357-375.
- [18] Teicholz, P. (2013) BIM for facility managers, IFMA Foundation.
- [19] Tekla (2017). <<https://www.tekla.com/bim-awards>> [Consulta: 14 de diciembre de 2017]. WU, W. HYATT, B. (2016) Experimental and Project-Based Learning in BIM for sustainable living with tiny solar houses. *Procedia Engineering*, 145, 579-586.

EL LEGADO DE JÖRG SCHLAICH EN LA INGENIERÍA ESTRUCTURAL ESPAÑOLA

CONVOCATORIA DE ARTÍCULOS

Objetivo

Con motivo del reciente fallecimiento del eminente ingeniero alemán Jörg Schlaich, Hormigón y Acero pretende rendirle homenaje con el lanzamiento de un número especial, abierto a colaboraciones, en el que se reconozca su enorme influencia sobre la ingeniería estructural española. Como indica su título, el ámbito de este número está limitado a trabajos y estudios realizados por ingenieros españoles, si bien no necesariamente localizados en España. Dado que Schlaich no sólo fue proyectista de estructuras, sino también investigador y docente, el número está también abierto a colaboraciones en estos campos.

No se pretende que este número sea una manida compilación más de colaboraciones sobre la obra de Schlaich, sino que cada colaboración describa cómo la obra de Schlaich ha influido en la forma de proyectar, construir, investigar o enseñar de sus autores. Por lo tanto, para participar en este número, los autores deben describir un trabajo de su autoría, pero detallando en el mismo texto, inexcusablemente, cuál ha sido la influencia concreta de Schlaich en dicho trabajo. Así, de acuerdo con el espíritu de homenaje del número, cada colaboración se convierte, además, en una muestra del reconocimiento debido a nuestros predecesores en el ejercicio de la ingeniería.

Convocatoria de artículos

- Si desea contribuir con un artículo para este especial, por favor, contacte con Valentín Alejándrez (editor@hormigonyacero.com) o Juan José Jorquera Lucerga (juanjo.jorquera@upct.es)
- Fecha límite para la primera versión del artículo:
30 de septiembre de 2022

Editor asociado

- Juan José JORQUERA LUCERGA
Prof. Titular de Universidad, Dpto. de Ing. Minera y Civil,
Área de Ing. de la Construcción.
Universidad Politécnica de Cartagena.
juanjo.jorquera@upct.es
(+34) 629 259 227

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

Analysis of the Behavior of Very High Strength Concrete Subjected to Thermal Shock Loading

Héctor Cifuentes Bulté^a, José David Ríos Jiménez^b y Antonio Martínez de la Concha^c

^a Prof. Titular. Dr. Ing. Industrial. ETS Ingeniería. Universidad de Sevilla

^b Investigador. Dr. Ing. Industrial. ETS Ingeniería. Universidad de Sevilla

^c Prof. Asociado. Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos. ETS Ingeniería. Universidad de Sevilla

Recibido el 31 de mayo de 2019; aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

En este trabajo se analiza el comportamiento mecánico de hormigones de muy alta resistencia, reforzados con fibras, tras haber sido expuestos a cargas de choque térmico. Se analizan dos tipos de hormigones, uno sin ningún tipo de fibra (hormigón de control) y otro reforzado con fibras de acero y de polipropileno. Estos hormigones se han sometido a un proceso de calentamiento hasta 300°C y se han enfriado de distintas formas, desde enfriamiento lento en el interior del horno, a enfriamiento rápido en aire y agua. De esta forma, se analiza la influencia de la velocidad de aplicación de las cargas de enfriamiento sobre sus propiedades mecánicas.

2022 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 3.0).

PALABRAS CLAVE: Hormigones de muy alta resistencia; choque térmico; fibras; enfriamiento.

ABSTRACT

This paper analyzes the mechanical behavior of very high strength concrete, reinforced with fibers, after being exposed to thermal shock loads. Two types of concrete are analyzed, one without any fiber (control concrete) and another reinforced with steel and polypropylene fibers. These concretes have undergone a heating process up to 300°C and have cooled in different ways, from slow cooling inside the oven to rapid cooling in air and water. In this way, the influence of the application speed of cooling loads on their mechanical properties is analyzed.

2022 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. Creative Commons License (CC BY-NC-ND 3.0).

KEYWORDS: Very high strength concrete; thermal shock; fibers; cooling.

1. INTRODUCCIÓN

Los hormigones de muy alta resistencia poseen propiedades mecánicas mucho más elevadas que las que presenta un hormigón convencional. En este sentido, se pueden alcanzar fácilmente resistencias a compresión del orden de 200 MPa y

resistencias a flexo tracción de 30 MPa [1]. Este aumento tan notable de sus propiedades mecánicas se debe a una mayor compactación de su matriz cementicia y a la presencia de una gran cantidad de fibras de acero para reforzar su resistencia a tracción. Se trata, por tanto, de hormigones reforzados, con una dosificación muy elevada de fibras de acero, sobre

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: bulte@us.es (Héctor Cifuentes Bulté).

una matriz muy densa. De esta forma, el comportamiento de estos hormigones es diferente respecto al de un hormigón convencional, sobre todo, si se encuentra sometido a altas temperaturas.

Una de las aplicaciones de interés de este tipo de materiales es su utilización en estructuras destinadas al almacenamiento o generación de energía térmica, como pueden ser depósitos de almacenamiento de vapor en plantas termosolares o en tanques de sales [2]. Estos hormigones permiten superar barreras tecnológicas que ni siquiera el acero permitiría, o bien reducir el coste de la alternativa en acero, haciendo asumible su construcción. Es evidente, que en este tipo de aplicaciones el material debe soportar temperaturas elevadas, siendo de gran importancia el conocimiento del comportamiento de este tipo de materiales a altas temperaturas. Los autores han analizado el comportamiento de hormigones de muy alta resistencia sometidos a temperaturas de hasta 300°C en trabajos previos [2]–[4], llegando a la conclusión de la importancia de la microestructura del material y la necesidad de añadir fibras de polipropileno para reducir el daño térmico.

Es sabido por otros estudios, entre los que cabe destacar los realizados por algunos de los autores [5], [6], la efectividad de la adición de fibras de polipropileno para reducir el daño térmico que se genera. Sin embargo, son pocos los estudios que se pueden encontrar sobre el comportamiento de los hormigones de muy alta resistencia sometidos a temperatura elevada y, aún más escasos, cuando están sometidos a cargas de choque térmico. Este tipo de sollicitación se puede producir fundamentalmente por enfriamiento brusco del material caliente y puede provocar un daño térmico distinto, debido a la velocidad de enfriamiento.

En este trabajo se analiza la influencia del choque térmico en el proceso de enfriamiento de hormigones de muy alta resistencia reforzados con fibras de acero y de polipropileno. Para ello se someten distintas probetas de hormigón a un proceso de calentamiento hasta 300°C, para posteriormente proceder a su enfriamiento a distintas velocidades. Así, se han analizado las propiedades mecánicas a temperatura ambiente y residuales de los hormigones, incluyendo la energía de fractura, y todo ello para un hormigón reforzado (fibras de acero y polipropileno) y sin reforzar (usado como hormigón de control) tras someterlos a un enfriamiento lento en el horno, rápido en aire e inmersión brusca en agua.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 Fabricación de los hormigones de muy alta resistencia

Como ya se ha comentado, se han analizado dos tipos de hormigones de muy alta resistencia, uno de ellos reforzado con fibras de acero y polipropileno (DSLPP) y, otro sin ningún tipo de refuerzo, como hormigón de control (D0). El diseño de los hormigones se ha realizado de acuerdo con los trabajos de Deeb y Karihaloo [7]. En la [tabla 1](#) se muestra la dosificación y denominación empleada para cada hormigón.

TABLA 1.
Dosificación de los hormigones en kg/m³.

Componente	D0	DSLPP
Cemento	544	544
Humo de sílice	214	214
Escoria de alto horno	312	312
Arena fina (<315 µm)	470	470
Arena gruesa (<800 µm)	470	470
Superplastificante (BASF ACE325)	42	42
Fibras cortas de acero (OL 13/0.2)	0	98
Fibras largas de acero (C80/30BP)	0	98
Fibras de polipropileno (24 mm)	0	1.2
Relación agua/cemento	0.34	0.34
Relación agua/mat. cem.	0.17	0.17

Como se observa, la única diferencia entre el hormigón DSLPP y el hormigón de control, D0, es la ausencia de fibras en este último.

Ambas mezclas, D0 y DSLPP, se prepararon en una hormigonera vertical donde se fueron añadiendo, en primer lugar, los materiales secos, alternando los más gruesos con los más finos, empezando por la arena gruesa y el cemento. Se mezclaron todos los materiales durante 5 minutos previamente a la adición del agua, para asegurar una mezcla homogénea. Posteriormente, se añadió el agua mezclada junto con el superplastificante. Una vez añadidos todos los componentes, la mezcla estuvo amasando unos 30 minutos, hasta observar una pasta de hormigón fresco fluida. Una vez transcurrido este tiempo, en el caso del hormigón reforzado (DSLPP), se añadieron las fibras y se continuó mezclando durante al menos 10 minutos más.

2.2 Preparación de probetas

Con cada mezcla se procedió al llenado de ocho probetas prismáticas de 100 x 100 x 440 mm³, seis probetas cúbicas de 100 x 100 x 100 mm³ y dos probetas cilíndricas de ϕ 100 x 200 mm³ como se puede observar en la [figura 1](#). Todos los moldes presentan las dimensiones normalizadas indicadas en la norma UNE EN 12390-1 [8]. Las probetas serán desmoldadas pasadas 24 horas, para su posterior curado en agua durante 28 días.



Figura 1. Fabricación de probetas.

2.3. Calentamiento y enfriamiento de las probetas

Con el objetivo de analizar la influencia de cargas de choque térmico durante el enfriamiento de las probetas, estas se han sometido a un proceso de calentamiento idéntico y distintos

procesos de enfriamiento. Algunas probetas no se han sometido a ningún tipo de afección térmica, para ser utilizadas de referencia en un análisis comparativo de resultados.

Todas las probetas sometidas a enfriamiento han sido previamente calentadas en un horno eléctrico a una velocidad de $10^{\circ}\text{C}/\text{min}$, hasta los 300°C , y se han mantenido a esta temperatura durante 24 horas. Posteriormente han sido enfriadas de tres formas distintas:

- i) Enfriamiento lento, dentro del horno.
- ii) Enfriamiento al aire. Se extraen del horno y se dejan enfriar al aire libre.
- iii) Enfriamiento en agua. Se extraen del horno y se depositan en un baño de agua (figura 2).

Aunque no se ha medido la velocidad de enfriamiento de las probetas, es fácil comprender que la velocidad de enfriamiento en los tres procedimientos es muy distinta, siendo el enfriamiento en agua el de mayor velocidad.



Figura 2. Enfriamiento en agua de las probetas.

2.4 Ensayos

2.4.1. Ensayo de compresión simple

Las probetas cúbicas se sometieron a un ensayo de compresión simple de acuerdo a la norma EN 12390-3:2009 [8]. Con el objeto de determinar el módulo de deformación longitudinal del hormigón, sobre las caras de estas probetas se colocaron bandas extensométricas para medir las deformaciones durante el ensayo. En la figura 3 se muestra una de las probetas cúbicas ensayadas con banda extensométrica.



Figura 3. Probeta con banda extensométrica sometida a ensayo a compresión simple.

2.4.2. Ensayo a flexión en tres puntos

Para la caracterización del comportamiento en fractura de los materiales, tras los procesos de enfriamiento, se han realizado ensayos a flexión en tres puntos sobre probetas entalladas. En la figura 4 se muestra una fotografía de uno de los ensayos.



Figura 4. Ensayo a flexión en tres puntos.

La distancia entre apoyos es de 400 mm y la profundidad relativa de entalla de $1/6$, por lo que, la profundidad de entalla ha sido de 17 mm. Los apoyos son antitorsión y consisten en rodillos deslizantes. Se ha medido el desplazamiento vertical de la sección central mediante un transductor LVDT, montado sobre un marco rígido que gira solidario con la probeta. Además, se ha colocado un transductor de pinza en la boca de la entalla para medir la apertura de grieta.

El ensayo se ha realizado con control en desplazamiento hasta la rotura de las probetas, en el hormigón D0, y hasta el máximo de la medida del transductor, en el hormigón DSLPP.

La energía de fractura se ha determinado mediante el método de trabajo de fractura RILEM [9] y con las correcciones propuestas por Elices *et al.* [10]–[12].

3.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Resistencia a compresión

La figura 5 muestra la resistencia a compresión simple de los hormigones D0 y DSLPP, respectivamente, para los distintos procesos de enfriamiento.

Como se puede apreciar en la figura 5, para el caso del hormigón D0, una vez calentado y posteriormente enfriado en el horno, se produce un aumento de la resistencia a compresión del 4%. Esto es debido a que el vapor de agua generado durante el calentamiento puede ser evacuado más

fácilmente del hormigón, a través del mayor número de poros generados como consecuencia del daño térmico [3], reduciendo así presiones internas indeseadas en los poros y promoviendo la hidratación del cemento a su paso [13].

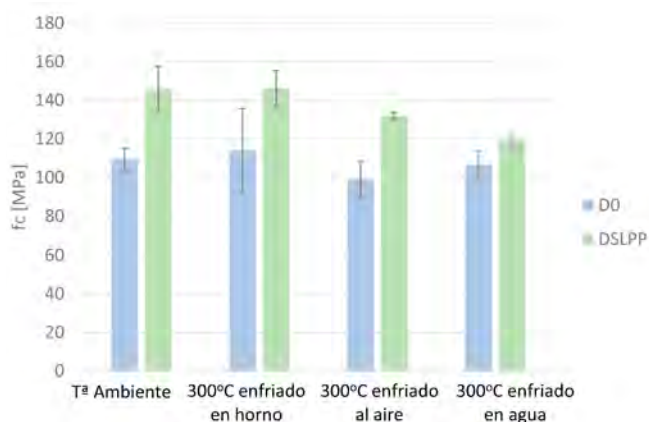


Figura 5. Resistencia a compresión hormigón D0 y DSLPP.

En relación a las dos formas de choque térmico que se han ensayado (enfriamiento en aire y enfriamiento en agua), se puede observar que la resistencia a compresión ha sufrido una disminución con respecto a la resistencia obtenida a temperatura ambiente, existiendo una notable diferencia entre estos dos últimos casos (enfriamiento en aire y agua). En el caso de enfriamiento en aire, se produce una reducción en la resistencia a compresión de un 10%, mientras que, con enfriamiento en agua, la reducción es del 3%. Se concluye que, en ambos casos, el hecho de someterlos a un cambio brusco de temperatura favorece a que el vapor de agua, que aún no ha salido de los poros, quede retenido en ellos, de manera que, genere una serie de presiones internas que resulten desfavorables en el hormigón. Se podría pensar que en el caso de enfriamiento al aire, permite que el vapor de agua escape con más facilidad, en comparación con el de agua, aunque no daría lugar a que se hidratase la matriz a causa de la velocidad del proceso, mientras que en el caso de enfriamiento en agua, aunque la evacuación del vapor de agua de los poros sea más difícil, pues el agua exterior impide su evacuación, el hecho de que la probeta esté sumergida en agua en todo momento, supondrá la rehidratación del cemento, mejorando, en cierto modo, las propiedades perdidas a causa del daño térmico.

En Ríos *et al.* [4] se conoce que un incremento de la temperatura provoca un aumento de la porosidad en hormigones de ultra-alta resistencia, especialmente, de los microporos, de una manera mucho más drástica que como ocurría en el hormigón sin fibra D0. Aunque a temperatura ambiente la porosimetría de un hormigón con fibras resulta mucho más homogénea que en un hormigón sin fibras, el efecto que la temperatura tiene, aparte de aumentar la porosidad, es provocar una deshomogenización de la distribución de poros, incrementando de manera notable la cantidad de microporos [3]. De la misma manera, los poros en los hormigones con fibras presentan una esfericidad más baja que la de los hormigones D0, ya que estos suelen ser propensos a concentrarse bajo las fibras, por lo que a la hora de sufrir los efectos de las presiones internas generadas por el vapor de agua acumulado en los poros, supone un incon-

veniente [4], [5]. Por el contrario, contrarrestando el efecto negativo de las fibras metálicas frente al aumento de temperatura aparecen las fibras de polipropileno. Las fibras de polipropileno se funden a una temperatura de 176°C aproximadamente, y desaparecen en su totalidad a 460°C. En este caso, como la temperatura máxima que alcanzan las probetas es de 300°C, las fibras de polipropileno no llegarán a desaparecer, pero sí se fundirán parcialmente y crearán unos canales a través de la matriz por los que el vapor de agua generado a causa del proceso de calentamiento pueda ser evacuado con mayor facilidad [13]. Esto se muestra reflejado en la figura 5 para el caso de los hormigones DSLPP, en la que a simple vista la resistencia a compresión de DSLPP calentada a 300°C y enfriado al horno, apenas varía con respecto a la obtenida a temperatura ambiente, ya que solo se mejora un 0,17%. Por el mismo motivo que ocurría en el caso de D0, al ser un proceso de enfriamiento lento, ya que es en el horno, también se producirá una hidratación del cemento, tanto por parte del vapor de agua como por las fibras de polipropileno. Por lo que todas estas causas serán las que permitirán compensar los efectos negativos del daño térmico debido a la temperatura, además de conseguir mejorar esta propiedad, aunque sea solo un poco.

En el caso del choque térmico en DSLPP (enfriamiento en aire y agua), la situación cambia con respecto a lo que se observaba en D0. Como muestra la figura 5, en este caso el choque térmico generado sumergiendo las probetas en agua, resulta más desfavorable que dejándolas enfriar al aire. En el primer caso (enfriamiento en agua), la disminución de la resistencia a compresión ha sido de un 18% con respecto al valor a temperatura ambiente, mientras que en el segundo caso (enfriamiento en aire) de un 9%. Del mismo modo que ocurría en D0, resultará más complicado la evacuación del vapor de agua en el caso de enfriamiento en agua que en aire, aunque en este caso, además de abandonar el vapor la matriz a través de los poros tendrá que hacerlo a través de los canales que proporcionan las fibras de polipropileno fundidas, por lo que será más costoso aún. En este caso, la presión interna tiene una mayor influencia que la hidratación, ya que el número de poros es menor, a consecuencia de la fusión de las fibras de polipropileno que, al ser absorbidas por los poros de los alrededores, reducen en cierto modo el aumento de la porosidad que se produce a causa del aumento de temperatura.

3.2 Módulo de Young

Para el análisis del módulo de Young se realizará una comparación conjunta para D0 y DSLPP (figura 6). El motivo de esto, es que ya otros autores [1] han evidenciado que el factor que influencia significativamente al módulo de Young es la existencia de una importante cantidad de poros de tamaño del orden de nanómetros, y la reducción de poros que presenta DSLPP, en comparación con D0, se sitúa en el rango de los microporos, como se ha indicado previamente. De hecho, se puede observar que los valores del módulo de Young, tanto para D0 como para DSLPP, son muy parecidos a temperatura ambiente (ver figura 6).

Para el caso de los hormigones calentados, el daño térmico generado por la presión que ejerce el vapor de agua afecta principalmente a los poros de la escala nanométrica, y por tanto, esto se refleja en una disminución significativa del módulo de Young.

En los casos de choque térmico, era de esperar que el daño fuera mayor ya que, el vapor tiene menos tiempo para ser evacuado y queda retenido en estos nanoporos de una manera más significativa, reduciendo el módulo de Young en ocasiones hasta más del 50% del valor de referencia (temperatura ambiente). Se puede concluir con los datos obtenidos que, el daño térmico que ocasiona un impacto térmico en aire es notablemente mayor que el producido en agua. De manera que, en el caso de enfriamiento en agua, permite hidratar la matriz de hormigón, evitando la excesiva pérdida de rigidez que supone enfriar las probetas al aire. En la [figura 6](#) se puede apreciar de manera cualitativa el daño que provoca la temperatura en el módulo de Young. Es necesario mencionar que en este ensayo se están comprimiendo las probetas, así como sus poros, por lo que, el daño térmico que pudiera haber ocasionado la temperatura en dichos poros, no se pondrá del todo de manifiesto.

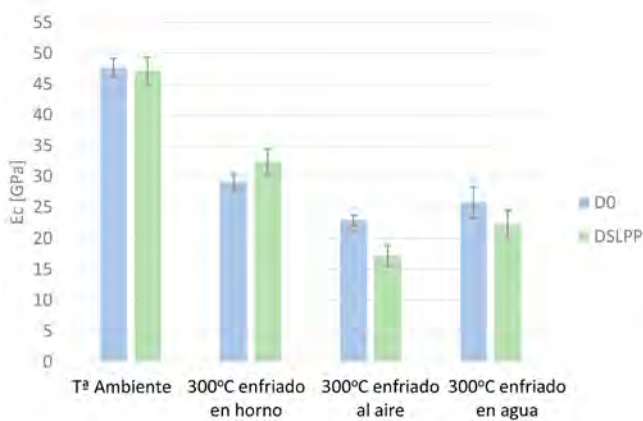


Figura 6. Módulo de Young hormigón D0 y DSLPP.

3.3 Energía de fractura y resistencia a flexotracción

En este apartado se muestran y analizan conjuntamente los resultados obtenidos mediante el ensayo de flexión en tres puntos, como la energía de fractura y la resistencia a flexotracción de los hormigones. Para el caso de la energía de fractura, los resultados no se han mostrado en conjunto, en una misma figura, debido a que la diferencia de escala de valores tan significativa entre los hormigones D0 y DSLPP haría inapreciable los efectos producidos.

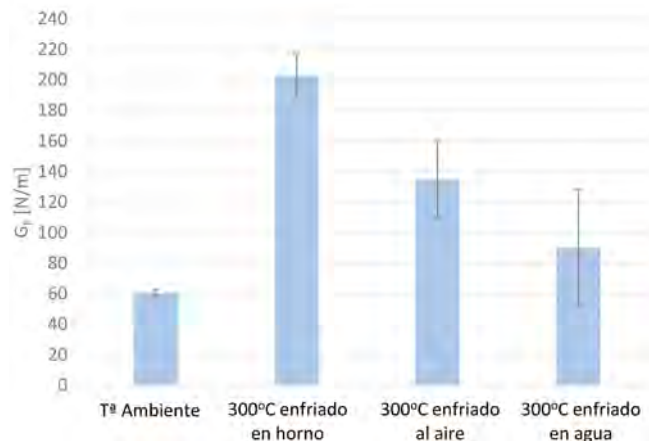


Figura 7. Energía de fractura hormigón D0.

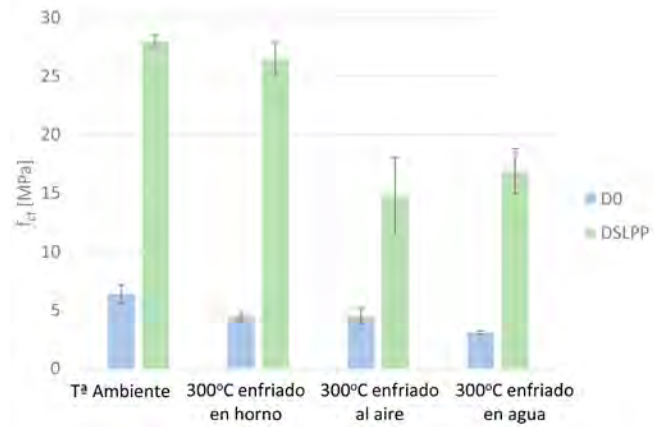


Figura 8. Resistencia a flexotracción hormigón D0 y DSLPP.

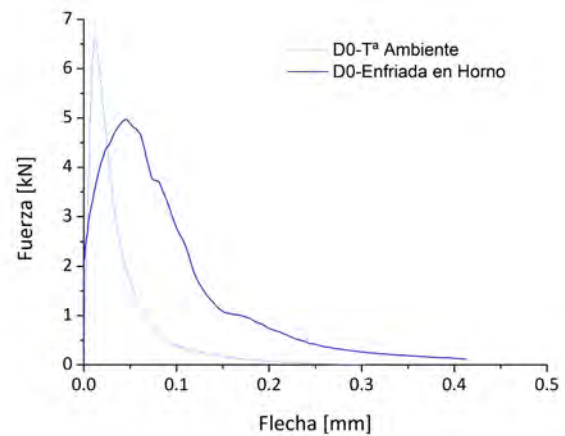


Figura 9. Curva carga-flecha hormigón D0 a Tª Ambiente y enfriado en horno.

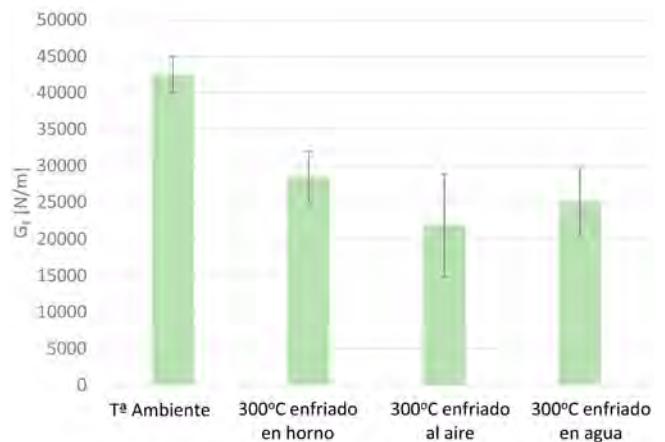


Figura 10. Energía de fractura hormigón DSLPP.

Para el caso del hormigón D0, se puede observar en la [figura 7](#), como la energía de fractura experimenta un aumento con la temperatura de casi tres veces el valor que se obtiene a temperatura ambiente. Como ocurría en el ensayo de compresión, el aumento de la temperatura genera un aumento de la porosidad, que permite evacuar el vapor de agua generado cuando se produce un enfriamiento lento (enfriamiento en horno), de manera que, se produzca una hidratación de la matriz dando lugar a un hormigón más dúctil, y por tanto,

umentando la energía de fractura residual. Esto no es del todo positivo, ya que la resistencia a flexotracción disminuye un 30% (figura 8), poniendo de manifiesto, que solo se produce una mejora de la energía de fractura gracias a que el área encerrada bajo la curva $P-\delta$ aumenta por un aumento de la ductilidad del material (figura 6).

En los casos de choque térmico que se han ensayado, la energía de fractura de D0 sufre una disminución considerable respecto al caso enfriado lentamente en el horno. La resistencia a flexotracción también disminuye, aunque en menor medida. Esto se debe a que el choque térmico no permite una adecuada hidratación del cemento y, por tanto, la ductilidad no mejora todo lo que podría hacerlo, dando lugar a una mejora mucho menos significativa en la ductilidad del material $P-\delta$, aunque sigue obteniéndose mayor área bajo la curva $P-\delta$, (ver figura 9). Se podría decir, que esta menor hidratación es la causante de microfisuras, a través de las cuales, se propaga el daño disminuyendo la resistencia a flexotracción. Se puede observar como en el caso del choque térmico en agua, el resultado es peor, tanto en la energía de fractura como en la resistencia a flexotracción. Esto refleja, que el daño térmico ocasionado al enfriar la probeta en agua es mayor. Además, uno de los ensayos realizados en agua no pudo completarse, ya que la probeta rompió por un lugar distinto de donde se encontraba la entalla, como consecuencia de la acumulación del daño térmico sobre algún defecto inicial del material. De igual modo, en los hormigones D0 los ensayos realizados tras el choque térmico en agua han resultado ser mucho más dispares, dando lugar a una mayor desviación. Este ensayo desvela indirectamente como de afectada queda la porosidad tras la temperatura y el impacto térmico.

En el caso del hormigón con fibras, DSLPP, como se puede ver en la figura 10, un aumento de la temperatura genera una disminución de la energía de fractura a causa de la presión interna generada por el vapor de agua en los poros. El aumento de la porosidad provocado por la temperatura se contrarresta como ya sabemos, en cierto modo por las fibras de polipropileno que, aunque a 300°C se han fundido y han perdido su efecto de ligadura, son absorbidas por los poros de los alrededores, evitando un incremento excesivo de dicha porosidad.

El efecto de la temperatura sobre un hormigón reforzado con fibras de acero genera una disminución en la carga máxima [3], sin que se pueda apreciar una mejora significativa del comportamiento post-pico de la curva. No obstante, este efecto está contrarrestado por las fibras de polipropileno. Aunque el estar sometidas a temperatura también provoca una caída en la carga máxima soportada, sí que mejoran el comportamiento plástico de la matriz de hormigón [13].

En ambos casos, tras el choque térmico, la energía de fractura disminuye con respecto a la obtenida, si se deja enfriar en horno como era de esperar, no obstante, en el caso del enfriamiento en agua, la situación es mejor que en aire por dos motivos: la disminución de resistencia a flexotracción es menor (figura 8), y el valor final de la flecha que es mayor. Esto quiere decir que el enfriamiento en agua es menos desfavorable. En necesario recalcar, que en este ensayo interviene de manera notable la porosimetría, ya que, a diferencia del ensayo a compresión, este ensayo puede poner de manifiesto el daño térmico ocasionado en los poros, ya que en este caso no se comprimen, sino que se abren, así como, la propagación de dicho daño. En el caso de enfriamiento al aire, el vapor de

agua encontrará menos dificultades para evacuar la matriz, fomentando su deshidratación, y por tanto permitiendo el aumento de la porosidad, haciendo al material más frágil y creando una red de microfisuras mayor. Por otro lado, en el caso de estar sumergido en agua, se impedirá de manera más notable que el vapor retenido en los poros escape, y aunque pueda generar mayores presiones, permitirá una mayor hidratación del cemento, haciéndolo más dúctil.

4. CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos en este trabajo se pueden obtener las siguientes conclusiones:

1. En términos generales el hormigón reforzado con fibras proporciona mejores prestaciones que el hormigón en masa. En términos relativos, el primero resulta mucho más afectado frente a un choque térmico.
2. La resistencia a compresión se ve afectada por el choque térmico debido a las presiones internas causadas por el vapor de agua que se genera con un aumento de temperatura y que queda retenido en los poros.
3. En el caso del módulo de Young, los nanoporos que aparecen en las matrices de los hormigones D0 y DSLPP, a causa de un aumento de temperatura, se ven más afectados por un choque térmico provocado por el aire que por el agua. Es por ello por lo que se deduce que hay una mayor facilidad para la evacuación del vapor de agua. Sin embargo, el enfriamiento en el aire, genera una deshidratación de la matriz, provocando una menor rigidez.
4. Los hormigones sin fibras disminuyen su valor de energía de fractura tras un choque térmico frente al valor que se obtiene al enfriar en el horno, aunque estos valores siguen siendo más altos que los obtenidos a temperatura ambiente. Como ya se sabía, el aumento de energía de fractura solo se atribuye a una mejora de la ductilidad por la hidratación del cemento, por lo que, en el caso del choque térmico, se pone de manifiesto que la hidratación es mucho menor debido a la rapidez del proceso.
5. Los hormigones con fibras sufren una disminución de la energía de fractura con la temperatura en todos los casos, aunque con el choque térmico es más acusado. La disminución de la energía de fractura en este caso se debe a una reducción en la resistencia a flexotracción principalmente, por lo que se pone de manifiesto que, la hidratación de la matriz que aumenta la ductilidad, apenas se produce, en términos relativos, y que el aumento de la porosidad y las presiones internas, generados por el vapor de agua que no es evacuado, tienen un impacto directo en esta reducción.
6. En el caso de los hormigones con fibras, las fibras de polipropileno fundidas proporcionan una mejora en la evacuación del vapor de agua generado, ayudando también a la hidratación del cemento. Esto se ve reflejado en la resistencia a compresión tras un choque térmico en aire. En el caso de la energía de fractura, el choque térmico en agua resulta más favorable ya que, aunque la salida del vapor de agua de la matriz sea más dificultosa, ayuda a evitar la

propagación del daño y la aparición de microgrietas y, por tanto, conseguir una resistencia a flexión mayor.

7. En el caso de los hormigones sin fibras ocurre lo contrario, la acelerada salida del vapor de agua, cuando la probeta se somete a un choque térmico en aire, impide en mayor medida la hidratación, por lo que la resistencia a compresión será menor, mientras que en el caso de la energía de fractura, el agua impedirá más que el aire la salida del vapor de agua, por lo que las presiones internas en la matriz, provocarán un daño mayor en los poros, fomentando la propagación de la grieta y haciendo que la resistencia a flexotracción sea menor.

Agradecimientos

Los autores agradecen la financiación obtenida para la realización de los trabajos, a través del proyecto BIA2016-75431-R concedido por el Ministerio de Economía y Competitividad.

Referencias

- [1] Yoo, D.Y. and Banthia, N. (2016) Mechanical properties of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete: A review, *Cement and Concrete Composites*, vol. 73, pp. 267–280.
- [2] Ríos, J.D., Cifuentes, H., Leiva, C., García, C. and Alba, M.D. (2018) Behavior of High-Strength Polypropylene Fiber-Reinforced Self-Compacting Concrete Exposed to High Temperatures, *Journal of Materials and Civil Engineering, ASCE*, vol. 30, no. 11, p. 04018271.
- [3] Ríos, J.D., Cifuentes, H., Leiva, C. and Seidl, S. (2019) Analysis of the mechanical and fracture behavior of heated ultra-high-performance fiber-reinforced concrete by X-ray computed tomography, *Cement and Concrete Research*, vol. 119, pp. 77–88.
- [4] Ríos, J.D., Leiva, C., Ariza, M.P., Seidl, S. and Cifuentes, H. (2019) Analysis of the tensile fracture properties of ultra-high-strength fiber-reinforced concrete with different types of steel fibers by X-ray tomography, *Materials & Design*, p. 107582.
- [5] Suescum-Morales, D., Ríos, J.D., Martínez-De La Concha, A., Cifuentes, H., Jiménez, J.R. and Fernández, J.M. (2021) Cement and Concrete Research Effect of moderate temperatures on compressive strength of ultra-high-performance concrete : A microstructural analysis, vol. 140, no. July 2020.
- [6] Ríos, J.D., Cifuentes, H., Leiva, C., Ariza, M.P. and Ortiz, M. (2020) Effect of polypropylene fibers on the fracture behavior of heated ultra-high performance concrete, *International Journal of Fracture*, vol. 223, pp. 173–187.
- [7] Deeb, R. and Karihaloo, B.L. (2013) Mix proportioning of self-compacting normal and high-strength concretes, *Magazine of Concrete Research*, vol. 65, no. 9, pp. 546–556.
- [8] EN-12390-3: 2009. Testing hardened concrete Part 3: Compressive strength of test specimens, AENOR, Brussels, European Committee for Standardization (CEN), 2009.
- [9] RILEM TCM-85, (1985) Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams, *Materials and Structures*, vol. 18, no. 4, pp. 287–290.
- [10] Guinea, G.V., Planas, J. and Elices, M. (1992) Measurement of the fracture energy using three-point bend tests: Part 1- Influence of experimental procedures., *Materials and Structures*, vol. 25, no. 4, pp. 212–218.
- [11] Planas, J., Elices, M. and Guinea, G.V. (1992) Measurement of the fracture energy using three-point bend tests: Part 2-Influence of bulk energy dissipation, *Materials and Structures*, vol. 25, no. 5, pp. 305–312.
- [12] Elices, M., Guinea, G.V. and Planas, J. (1992) Measurement of the fracture energy using three-point bend tests: Part 3- Influence of cutting the P- δ tail., *Materials and Structures*, vol. 25, no. 6, pp. 327–334.
- [13] Cifuentes, H., Leiva, C., Medina, F. and Fernández-Pereira, C. (2012) Effects of fibres and rice husk ash on properties of heated HSC, *Magazine of Concrete Research*, vol. 64, no. 5, pp. 457–470.

ACHE

MONOGRAFÍAS



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

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

Examples of Modeling of Flexural Behavior of Fiber-Reinforced Concrete Sections Using the Planar Crack Assumption

Jacinto Ruiz Carmona^a, Juan Rey Rey^a y Gonzalo Ruiz López^b

^a Prof. Asociado. ETS de Arquitectura de Madrid. Universidad Politécnica de Madrid

^b Catedrático de Universidad. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Castilla-La Mancha

Recibido el 5 de junio de 2019; aceptado el 12 de marzo de 2020

RESUMEN

Este trabajo presenta un modelo para evaluar el comportamiento a flexión de secciones de hormigón reforzado con fibras (FRC). El comportamiento a tracción del hormigón con fibras se representa mediante un modelo cohesivo, a través de la ley de ablandamiento lineal incluida en el Código Modelo de 2010. Como ecuación de compatibilidad se hace uso de la hipótesis de fisura plana, es decir, se asume que las caras de la fisura permanecen planas durante todo el proceso de fractura. En el trabajo se presentan dos casos prácticos resueltos con el modelo desarrollado, con lo que se pretende mostrar como este tipo de modelos permiten un diseño racional de los elementos fabricados con FRC.

2022 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Licencia de uso *Creative Commons* (CC BY-NC-ND 3.0).

PALABRAS CLAVE: Hormigón con fibras; modelo cohesivo; sustitución armadura por fibras.

ABSTRACT

The present article describes a model, based on concepts of Fracture Mechanics, to evaluate the flexural behavior of fiber reinforced concrete (FRC) sections. It is developed by an analytical method that represents tension in concrete by means of the linear softening law included in the Model Code 2010. The method also uses a compatibility equation for the cracked zone based on the planar crack hypothesis, i.e. the assumption that the crack surfaces remain plane throughout the fracture process, in conjunction with the Navier's hypothesis applied only to the non-cracked zone. In this work two applications of the model are presented.

2022 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. Creative Commons License (CC BY-NC-ND 3.0).

KEYWORDS: Fiber reinforced concrete; cohesive model; replacement of steel rebars by fibers.

I. INTRODUCCIÓN

El hormigón reforzado con fibras (FRC) es un material compues- to caracterizado por una matriz de cemento y fibras discretas. La matriz está formada por hormigón o mortero. Las fibras pueden estar fabricadas de acero, polímeros, carbono, vidrio o materiales naturales y proporcionan una resistencia residual posterior a la fisuración. Por ello, el FRC puede considerarse dentro del grupo de materiales cuasifrágiles, caracterizado por la presencia de una zona de proceso de daño en el frente de la fisura [1].

Para fines estructurales, la capacidad resistente a flexión de los elementos FRC se basa en la resistencia residual durante el proceso de fisuración, la cual está relacionada con la zona de proceso de daño anteriormente citada. La resistencia residual se define experimentalmente por una ley que relaciona la tensión residual con la apertura de fisura ($\sigma-w$).

En la literatura científica existen numerosos modelos constitutivos propuestos para el diseño de elementos fabricados con FRC, basados en curvas de tensión-deformación ($\sigma-\epsilon$) o en curvas de tensión residual frente a apertura de fisura ($\sigma-w$) [2]. En el caso de las curvas tensión-deformación se utiliza un parámetro de

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / email: jacinto.ruiz@upm.es (Jacinto Ruiz Carmona).

longitud (L_i) llamado *ancho de banda* para conectar la apertura de fisura w con la deformación ε , ya que la caracterización de la resistencia residual se realiza midiendo w . El ancho de banda fue introducido por Bažant y Oh [3] para facilitar la formulación de modelos numéricos que reprodujesen los procesos de fisuración. Basándose en este concepto, para transformar los modelos de fractura en modelos continuos, los códigos estructurales introducen una longitud característica estructural (l_{cs}), que se define como un parámetro para convertir curvas tensión-apertura de fisura ($\sigma-w$) en curvas de tensión-deformación ($\sigma-\varepsilon$) [2, 4]. Estos parámetros de longitud introducen la idea de que el FRC es un material continuo, cuando en realidad la propia fisuración introduce discontinuidades. Además, el parámetro l_{cs} introduce una dependencia estructural de la curva tensión-deformación, por lo que esta deja de ser una propiedad únicamente del material.

Con el fin de evitar el uso de parámetros de longitud, como l_{cs} , en este trabajo se presenta un modelo, basado en conceptos de Mecánica de la Fractura, para evaluar el comportamiento a flexión de las secciones de hormigón reforzado con fibras. El modelo se desarrolla mediante un método analítico que representa la tensión en el hormigón mediante la ley tensión residual frente a la apertura de fisura ($\sigma-w$) incluida en el Código Modelo de 2010 [5], con el fin de tener una base normativa para la realización de diseños estructurales. El método también utiliza una ecuación de compatibilidad basada en la hipótesis de fisura plana, es decir, la suposición de que los dos labios de la fisura permanecen planos durante todo el proceso de fractura. Este aspecto se ha comprobado recientemente por medio del estudio del proceso de fisuración con metodologías de correlación de imagen digital [6]. El comportamiento a compresión de FRC se modela a través de una ley elástica lineal ($\sigma-\varepsilon$), junto con la hipótesis de Navier, aplicada solo al ligamento sin fisuras. La apertura de fisura se evalúa a partir del momento aplicado y de la profundidad de la fisura, siguiendo la metodología propuesta en las referencias [7, 8]. En el presente trabajo, aparte de presentar la metodología, se muestran una serie de aplicaciones prácticas que ilustran las capacidades de estos modelos analíticos y como pueden representar una solución alternativa a la aplicación de las teorías clásicas de continuo.

El documento está estructurado de la siguiente manera. La **sección 2** describe los modelos constitutivos de los materiales. La **sección 3** describe el modelo teórico desarrollado. En la **sección 4** se muestran dos ejemplos de aplicación de la metodología expuesta. Finalmente, la **sección 5** expone las conclusiones del trabajo.

2. HIPÓTESIS SOBRE LOS MATERIALES

Según el desarrollo del proceso de fractura, el comportamiento del hormigón reforzado con fibras (FRC) se divide en dos casos diferentes. Se considera una hipótesis para la zona no fisurada y otra para la zona fisurada.

2.1. Zona no fisurada

En la zona no fisurada el comportamiento del hormigón se considera como un material elástico lineal, representado por su

módulo elástico. La hipótesis de Navier se utiliza como ecuación de compatibilidad, véase la **figura 1**.

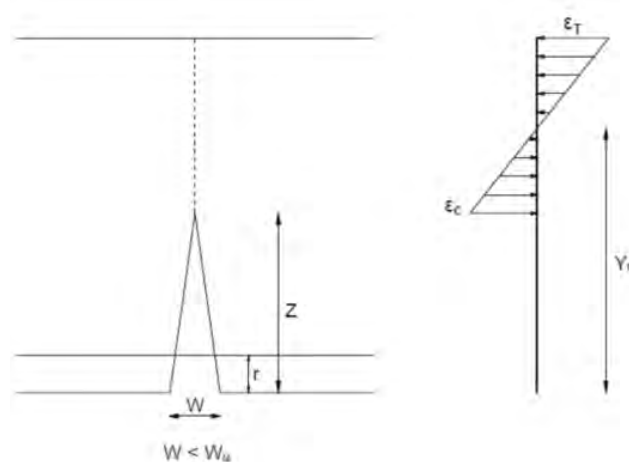


Figura 1. Zona no fisurada.

2.2. Zona fisurada

Basándose en el modelo cohesivo, una ley de tensión residual frente a la apertura de la fisura se define como ecuación constitutiva para representar el comportamiento en fractura del FRC. La ley elegida es la definida en el Código Modelo de 2010 [2], que utiliza un ablandamiento lineal, como se muestra esquemáticamente en la **figura 2**.

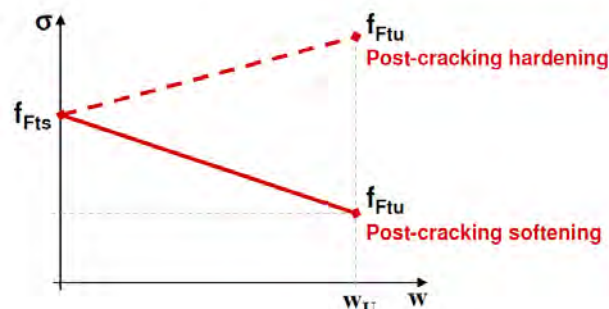


Figura 2. Ley constitutiva apertura de fisura frente a tensión residual.

En la **figura 2**, f_{Fts} representa la resistencia residual en servicio, definida como la resistencia para las aperturas de fisura en fase de servicio, y f_{Ftu} representa la resistencia residual final, que se corresponde a una apertura de fisura última w_u .

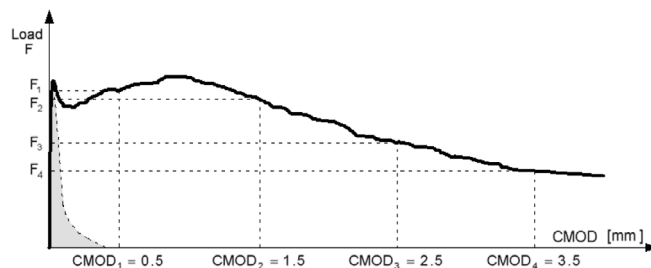


Figura 3. Fuerza aplicada (F) versus apertura de boca de fisura ($CMOD, w_M$) [2].

f_{Fts} y f_{Ftu} se evalúan a partir de las siguientes expresiones:

$$f_{Fts} = 0.45 f_{R1} \quad (1)$$

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} (f_{Fts} - 0.5f_{R3} + 0.2f_{R1}) \quad (2)$$

Donde f_{R1} es la resistencia residual que corresponde a una apertura de boca de fisura $w_{M1} = 0,5$ mm y f_{R3} es la de $w_{M3}=2,5$ mm. Estos parámetros se determinan realizando un ensayo a flexión en tres puntos, en una viga entallada, de acuerdo con la norma EN 14651, véase la figura 3. De forma general se adopta el valor de w_{M3} (2,5 mm) para w_u .

$$w = \frac{f_{Fts} - \sigma}{f_{Fts} - f_{Ftu}} w_u \quad (3)$$

La apertura de fisura, w , puede expresarse, a partir de la ley de ablandamiento lineal, como:

$$G_{F,FRC} = \frac{f_{Fts} + f_{Ftu}}{2} w_u \Rightarrow w_u = \frac{2G_{F,FRC}}{f_{Fts} + f_{Ftu}} \quad (4)$$

La hipótesis de fisura plana se utiliza como ecuación de compatibilidad. Dado que la variación de la apertura de fisura es lineal, en el perfil tensional el ablandamiento también es lineal, como se representa en la figura 4.

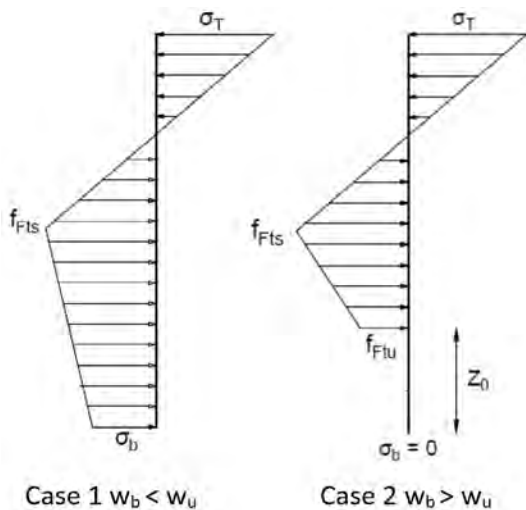


Figura 4. Perfiles tensionales según la profundidad de la fisura.

3. MODELADO DEL PROCESO DE FISURACIÓN

Se considera una sección rectangular de hormigón. Las diferentes variables geométricas relevantes para el problema se muestran en las figuras 3 y 4. La sección tiene un canto h , y un ancho igual a b . La profundidad de la fisura se representa como z y la profundidad del eje neutro como y_n . Todas estas dimensiones pueden expresarse de forma adimensional dividiéndolas por la profundidad h . Así, definimos $\xi=z/h$ como la profundidad de fisura expresada en una forma adimensional y $\gamma_n = y_n/h$

la profundidad adimensional del eje neutro; estos parámetros tienen un valor entre 0 y 1. La apertura de fisura se adimensionaliza dividiéndola por el ancho de fisura último, $w^* = w/w_u$.

El modelado de la propagación de la fisura se divide en dos casos dependiendo de la apertura de fisura en la parte inferior de la sección. Se considera que la sección está en el caso 1, cuando la apertura de fisura es menor que el ancho de grieta último, $w_b < w_u$, y se considera el caso 2 cuando $w_b > w_u$, véase la figura 4.

En el caso 2, la profundidad para alcanzar la apertura última de fisura se define como z_0 . Esta distancia se puede expresar de forma adimensional como $\xi_0 = z_0/h$.

La tensión en la parte traccionada de la sección se representa como σ_b y en la parte comprimida como σ_t . Estas tensiones se pueden adimensionalizar dividiéndolas por la tensión residual en servicio, f_{Fts} . Así pues, definimos $\sigma_b^* = \sigma_b/f_{Fts}$ y $\sigma_t^* = \sigma_t/f_{Fts}$.

3.1. Caso 1 $w_b < w_u$

El equilibrio de fuerzas en la sección se expresa como:

$$\Sigma F = 0 \Rightarrow \frac{\sigma_t}{2} (h - y_n) b = \frac{f_{Fts}}{2} (y_n - z) b + \frac{f_{Fts} + \sigma_b}{2} * z b \quad (5)$$

Expresando la ecuación (5) sin dimensiones tenemos que:

$$\sigma_t^* = \frac{y_n + \sigma_b^* \xi}{1 - y_n} \quad (6)$$

La condición de compatibilidad en la zona no fisurada, representada por la hipótesis de Navier se representa como:

$$\frac{\varepsilon_t}{h - y_n} = \frac{\varepsilon_{ct}}{y_n - z} \Rightarrow \frac{\sigma_t}{h - y_n} = \frac{f_{Fts}}{y_n - z} \quad (7)$$

Expresando la ecuación (7) de forma adimensional obtenemos:

$$y_n = \frac{1 + \sigma_t^* \xi}{1 + \sigma_t^*} \quad (8)$$

En la zona fisurada la ecuación de compatibilidad se define como:

$$w_b(M, z) = w_b(\sigma_b) \quad (9)$$

La apertura de fisura, $w_b(M, z)$ puede evaluarse a través de la expresión dada por Tada *et al* [9]. $w_b(\sigma_b)$ se puede definir a partir de la función de ablandamiento, ecuación (3). Así pues, la ecuación (9) se puede expresar como:

$$\frac{24M}{bh^2 E_c} z f(\xi) = \frac{f_{Fts} - \sigma_b}{f_{Fts} - f_{Ftu}} w_u \quad (10)$$

donde $f(\xi)$ es una función de forma que se define como:

$$f(\xi) = 0.76 - 2.28\xi + 3.87\xi^2 - 2.04\xi^3 + \frac{0.66}{(1-\xi)^2} \quad (11)$$

Si definimos la longitud característica del material como:

$$l_{ch,FR} = \frac{E_c G_{F,FR}}{f_{Fts}^2 - f_{Ftu}^2} \quad (12)$$

podemos definir un índice de fragilidad de la sección como:

$$\beta_{H,FR} = \frac{h}{l_{ch,FR}} \quad (13)$$

Este índice de fragilidad se puede considerar como una generalización del índice de fragilidad de Hillerborg [1], para el caso de ablandamiento lineal con un valor de tensión residual no nulo, véase la figura 2. Así pues, ecuación (10) en forma adimensional puede expresarse:

$$\sigma_b^* = 1 - 12M^* \beta_{H,FR} \zeta f(\zeta) \quad (14)$$

Donde M^* es el momento flector adimensional.

$$M^* = \frac{M}{bh^2 f_{Fts}} \quad (15)$$

El momento flector se puede calcular a partir del perfil tensional. En el caso 1 este momento se evalúa a través de la siguiente expresión:

$$M = \frac{1}{3} \sigma_T (h - y_n)^2 b + \frac{1}{3} f_{Fts} (y_n - z)^2 b + \frac{f_{Fts} + \sigma_b}{2} z (y_n - z) \left(\frac{1}{2} \frac{f_{Fts} + \sigma_b}{f_{Fts} + \sigma_b} \right) b \quad (16)$$

Escribiendo la ecuación (16) en forma no dimensional se obtiene:

$$M^* = \frac{1}{3} \sigma_i^* (1 - \gamma_n)^2 + \frac{1}{3} (1 - \zeta)^2 + \frac{1 + \sigma_b^*}{2} \zeta (\gamma_n - \zeta) \left(\frac{2 + \sigma_b^*}{3(1 + \sigma_b^*)} \right) \quad (17)$$

Para evaluar el perfil tensional de la sección, la apertura de fisura y el momento flector para una profundidad dada de fisura, ζ , se plantea un sistema de cuatro ecuaciones, ecuaciones (6), (8), (14) y (17). Las incógnitas son σ_b^* , σ_i^* , γ_n y M^* y el único dato de entrada es $\beta_{H,FR}$. La profundidad de la fisura, ζ , se usa como parámetro de control durante el proceso propagación. Para cada profundidad de fisura solo existe una solución de equilibrio.

La apertura de fisura se puede evaluar a través de la expresión:

$$w_b^* = 12M^* \beta_{H,FR} \zeta f(\zeta) \left(\frac{1}{1 - \alpha} \right) \quad (18)$$

donde α se define como el cociente f_{Ftu}/f_{Fts} .

3.2. Caso 2 $w_b > w_u$

Procedemos de la misma manera que en el caso anterior. El equilibrio de fuerzas en la sección se puede expresar como:

$$\Sigma F = 0 \Rightarrow \frac{\sigma_T}{2} (h - y_n) b = \frac{f_{Fts}}{2} (y_n - z) b = \frac{f_{Fts}}{2} (y_n - z) b \left(\frac{f_{Fts} + f_{Ftu}}{2} \right) (z - z_0) b \quad (19)$$

Expresando la ecuación (15) sin dimensiones se obtiene:

$$\sigma_i^* = \frac{y_n + \alpha \zeta + \zeta_0 (1 + \alpha)}{1 - \gamma_n} \quad (20)$$

En el caso 2, la ecuación para representar la condición de compatibilidad en la zona no agrietada es la misma que para el caso 1, ecuaciones (7) y (8).

Como se considera que la superficie de la fisura tiene una variación lineal de 0 a w_b , la apertura de fisura para cualquier profundidad se evalúa multiplicando la apertura en la parte inferior, w_b por el término $1 - z/z_0$. Entonces, la condición de compatibilidad en la zona agrietada se puede formular como:

$$w_b = (M, z) \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) = w_u \quad (21)$$

Sustituyendo $w_b(M, z)$ por su valor, la ecuación (21) puede escribirse como:

$$\frac{24M}{bh^2 E_c} z f(\zeta) \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) = w_u \quad (22)$$

La versión adimensional de la ecuación (22) es:

$$\xi_0 = \zeta \frac{1 - \alpha}{12M^* \beta_{H,FR} f(\zeta)} \quad (23)$$

Finalmente, el momento flector para el caso 2 se evalúa como:

$$M = \frac{1}{3} \sigma_T (h - y_n)^2 b + \frac{1}{3} f_{Fts} (y_n - z)^2 b + f_{Ftu} (z - z_0) \left(y_n - z + \frac{z - z_0}{2} \right) b + \frac{1}{2} (f_{Fts} - f_{Ftu}) (z - z_0) \left(\frac{1}{3} (z - z_0) + (y_n - z) \right) \quad (24)$$

cuya formulación adimensional es:

$$M^* = \frac{1}{3} \sigma_i^* (1 - \gamma_n)^2 + \frac{1}{3} (1 - \zeta)^2 + \alpha (\zeta - \zeta_0) \left(\gamma_n - \frac{1}{2} \left(\frac{\zeta - \zeta_0}{2} \right) \frac{1}{2} (1 - \alpha) (\zeta - \zeta_0) (\gamma_n - \frac{1}{2} (2\zeta - \zeta_0)) \right) \quad (25)$$

4. CASOS PRÁCTICOS

A continuación, mostramos la aplicación del modelo a dos casos prácticos. En la referencia [10] se muestra una detallada exposición de respuesta del modelo y una contrastación experimental.

4.1. Sustitución de armadura por fibras en revestimientos gunitados

El proyecto inicial contemplaba la ejecución de un revestimiento de unas balsas formado por:

1. Colocación de una doble malla electro-soldada sobre los taludes de las balsas con acero corrugado B 500 T de $\phi 6$ mm en cuadrícula 15×15 , según EHE-08 y CTE-SE-A.

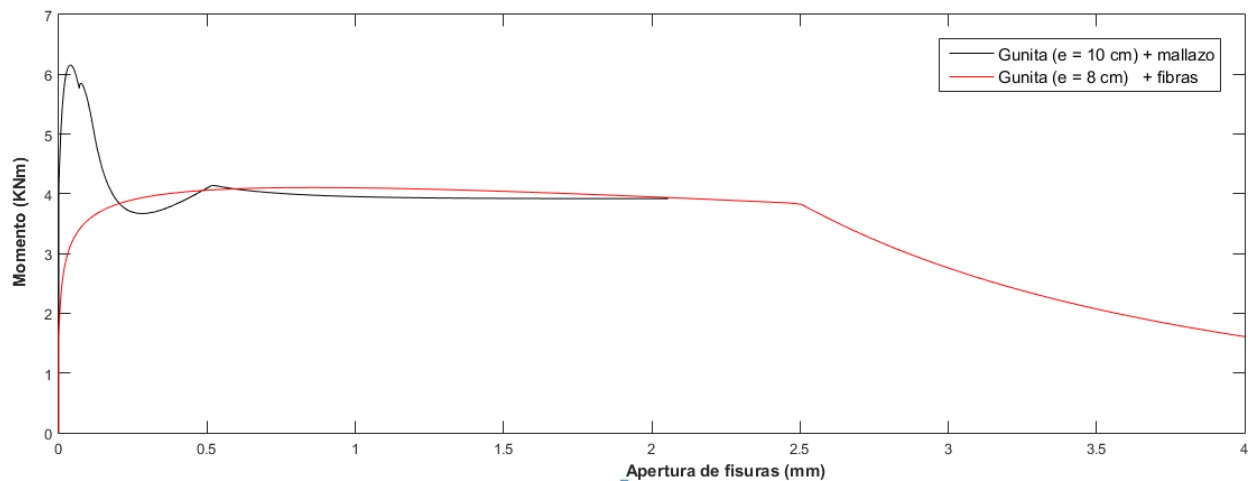


Figura 5. Diagrama momento-apertura de fisura. Comparación entre la solución de proyecto y la solución propuesta con fibras.

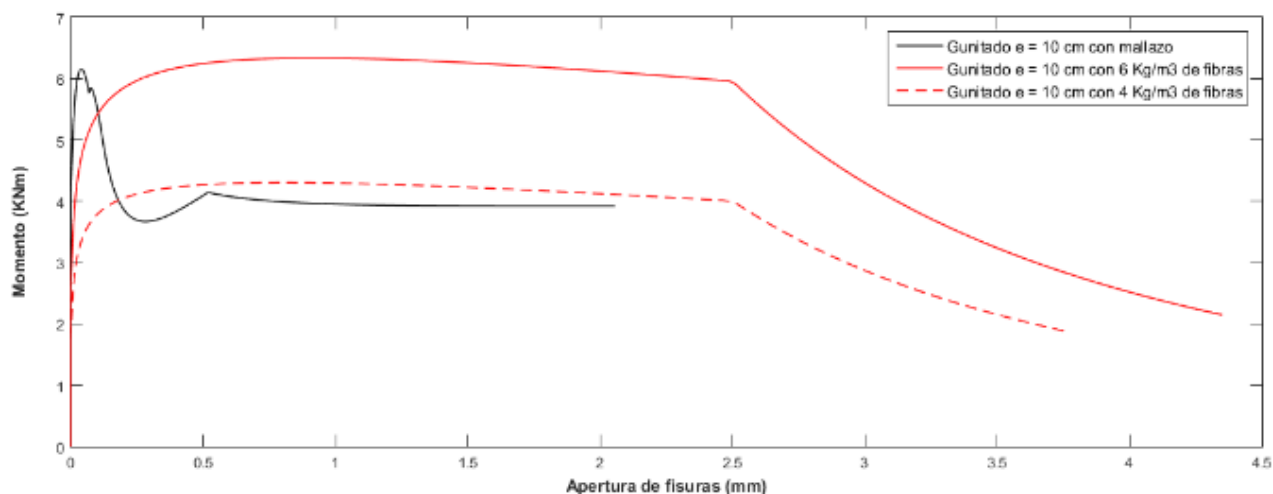


Figura 6. Diagrama Momento-apertura de fisura. Comparación entre solución de proyecto y solución propuesta con fibras. Espesor de gunita constante.

2. Gunitado de 5 + 5 cm de espesor, con H/MP/35, proyectado en taludes. El gunitado se realiza en dos fases.
3. Posteriormente se coloca una manta geotextil y una geomembrana – EPDM de 2 mm de espesor.

Se plantea la sustitución del mallazo por un gunitado con fibras estructurales. En este caso, la fibra utilizada para el cálculo fue FIBRE-CRETE ST900 de la casa FOSROC. Los valores de resistencia residual son indicados por el fabricante de fibras en su ficha técnica con un contenido de fibras de 6 kg/m³. Estos valores son: $f_{R1} = 3.37$ MPa y $f_{R3} = 3.63$ MPa.

En una primera fase se solicitó determinar el espesor de gunitado con fibras con el que se obtenía un comportamiento mecánico igual al de la sección de proyecto.

En la figura 5 mostramos una comparación entre el comportamiento de la sección de hormigón armada propuesta en proyecto y la sección reforzada con fibras de comportamiento equivalente. El eje de abscisas representa la apertura de fisura y el de ordenadas el momento aplicado.

Se observa que en la zona de resistencia residual (tras el pico máximo de carga) la sección armada y la gunitada tienen un comportamiento similar. Así pues, la solución de proyecto

consistente en un gunitado de 5+5 cm y la colocación del doble mallazo podía ser sustituida por un gunitado de 8 cm de espesor con una adición de fibras de polipropileno de 6 kg/m³ de la fibra ST900 de la casa FOSROC ó equivalente. Es destacable que el armado con fibras de polipropileno es más durable debido a que esta fibra no se degrada por oxidación.

Al usar una ley de ablandamiento lineal, el pico debido a la fisuración inicial no es captado por el modelo. Este primer pico depende fundamentalmente de la resistencia a tracción del hormigón, por lo que se puede considerar que, si el hormigón de la matriz es similar al armado, el comportamiento inicial de las secciones de fibra y armado será similar.

Tras la presentación de los resultados, el peticionario fijó que el espesor del gunitado debía ser de 10 cm, sin posibilidad de reducción. La casa FOSROC nos facilitó una serie de ensayos a partir de los que se pudo estimar la resistencia para un contenido de fibras de 4 kg/m³ (con el que se obtenía resistencia residual un 38% menor que con 6 kg/m³). En la figura 6 mostramos una comparación con los resultados del cálculo de la sección de hormigón armado de proyecto, el gunitado de 10 cm de espesor con 6 kg/m³ de fibras y el gunitado 10 cm de espesor con una reducción a 4 kg/m³ en la dosificación de fibras.

Se observa como en la zona de resistencia residual (tras el pico máximo de carga) la sección armada y la gunitada con 4 kg/m³ tienen un comportamiento similar. La sección gunitada con 6 kg/m³ tiene una resistencia netamente superior a la de la sección armada con mallazo.

4.2. Diseño de soleras con fibras con limitaciones de tensiones en servicio.

En un proyecto de unos pavimentos de hormigón para grandes cargas se describen dos tipologías, según uso:

1. Sección de firme para la Zona de Tránsito: 40 cm Hormigón HMF-30, con 50 kg/m³ de fibras de acero Dramix 4D 65/60 BG.
2. Sección de firme para la Zona de Almacenamiento: 30 cm Hormigón HMF-30, con 25 kg/m³ de fibras de acero Dramix 4D 65/60 BG.

El peticionario también indicaba en este caso unos límites de tensiones máximas en la solera en servicio según el uso de las mismas teniendo en cuenta los efectos de fatiga. La metodología empleada para determinar las tensiones de servicio era la seguida por la Guía Técnica "Diseño y Dimensionamiento de Estructuras de Firmes" y el Catálogo Oficial de Secciones de Firmes de 1998, realizado por el SETRA (*Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes France*). Los límites marcados fueron:

1. Tensión máxima en servicio en zona de Tránsito de $2.47/0.64 = 3.86$ MPa.
2. Tensión máxima en servicio en zona de Almacenamiento de $2.43/0.73 = 3.32$ MPa.

En primer lugar, se realizó la evaluación del momento resistido por las secciones de proyecto para la apertura de fisura en ELS máxima considerada. Esta apertura de fisura se fijó en un valor de 0.4 mm teniendo en cuenta que no existen armaduras en las soleras. A partir del momento resistente se determina la tensión en la parte inferior mediante la aplicación de la teoría de resistencia de materiales. Esta tensión es comparada con las indicadas por el peticionario.

Para poder evaluar el comportamiento de las secciones de proyecto, se parte de los datos de resistencias residuales del fabricante de fibras metálicas Dramix, Bekaert. Los parámetros de cálculo establecidos pueden verse en la [tabla 1](#).

TABLA 1. Parámetros de cálculo en MPa.

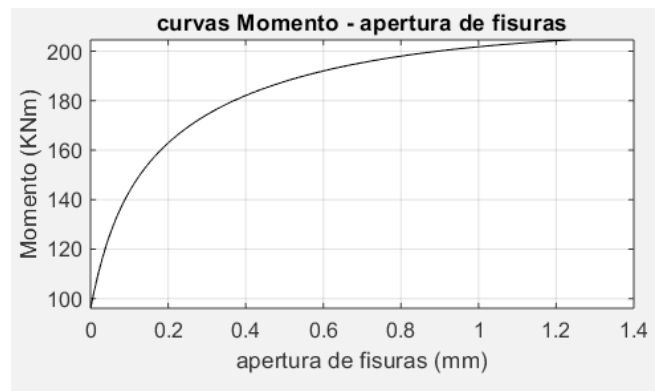
Zona	f _{R1}	f _{R3}	f _{Fts}	f _{Ftu}
Tránsito	8,0	8,8	3,6	2,8
Almacenam.	4,0	4,4	1,8	1,4

Los diagramas momento-apertura de fisura evaluados para cada zona se representan en la [figura 7](#).

TABLA 2. Resultados de cálculo. Solera de proyecto.

Zona	M _{ser} (kNm)	M _{rd} (MPa)	T _{eq ser.} (MPa)	T _{eq rot.} (MPa)
Tránsito	182	205	6,8	7,7
Almacenam.	59	64,0	3,9	4,3

Zona Tránsito



Zona Almacenamiento

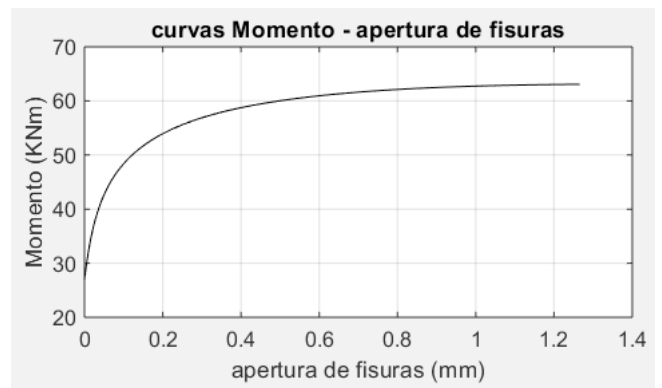


Figura 7. Diagramas momento-apertura de Fisura para las secciones de solera de proyecto.

Con las hipótesis realizadas, se observa que los valores en servicio son netamente superiores a los requeridos, Zona Tránsito $6.8 > 3.8$ MPa y Zona almacenamiento $3.9 > 3.3$ MPa. Por ello se planteó una optimización de las cantidades de fibra, sobre todo en la zona de tránsito dado que no se observó correlación entre las cantidades de fibras y las tensiones de diseño requeridas. En el diseño, el peticionario requirió que se mantuviera el canto de la solera y únicamente se modificara la cantidad de la fibra.

Por cuestiones de durabilidad en el nuevo diseño se consideraron fibras estructurales de polipropileno. En base a los resultados del modelo se realizó un análisis inverso mediante tanteos, con el fin de determinar los valores de resistencia residual f_{R1} y f_{R3} , que permitan obtener unos valores de las tensiones en servicio compatibles con la máxima apertura de fisura permitida. En la siguiente tabla se indican los valores de tensiones residuales obtenidos:

TABLA 3. Tensiones residuales para obtener las tensiones de servicio requeridas, en MPa.

Zona	f _{R1}	f _{R3}	f _{Fts}	f _{Ftu}
Tránsito	4,2	4,58	1,86	1,46
Almacenam.	3,5	3,7	1,57	1,15

Las cantidades de fibra ST900 de la casa FOSROC que se es-

timaron necesarias para conseguir las resistencias residuales de cálculo fueron:

- Zona Tránsito: 7.5 kg/m³
- Zona Almacenamiento: 6.5 kg/m³

Si se hubiera utilizado fibra tipo Dramix 4D Dramix 60/65 HMF, las cantidades de fibra a añadir serían:

- Zona Tránsito: 25 kg/m³
- Zona Almacenamiento: 20 kg/m³

Valores que podemos observar son netamente inferiores a los prescritos en proyecto.

5. CONCLUSIONES

Se presenta un modelo basado en *Mecánica de la Fractura* aplicada al hormigón estructural que permite la evaluación del comportamiento a flexión de secciones de hormigón reforzado con fibras. El modelo aplica la hipótesis de fisura plana como una alternativa a la hipótesis de Navier, ya que esta proporciona una aproximación más realista al comportamiento en fractura del FRC.

En los ejemplos realizados se observa, a través de aplicaciones prácticas, como la metodología y el modelo presentados pueden ofrecer soluciones tecnológicas permitiendo una mayor comprensión del comportamiento de las secciones de hormigón con fibras a flexión y un diseño racional de los elementos fabricados con FRC.

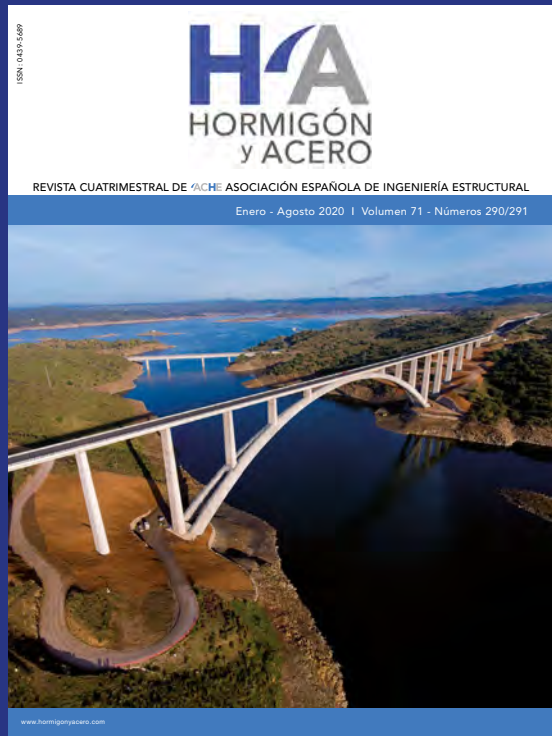
Agradecimientos

Jacinto R. Carmona agradece el apoyo económico brindado por el MICINN a través de la subvención PTQ-15-07633 para

apoyar su actividad de investigación dentro de la empresa Mecanismo Ingeniería. Gonzalo Ruiz agradece al Ministerio de Ciencia, Innovación y Universidades la financiación a través de los proyectos BIA2015-68678-C2-1-R y RTC-2017-6736-3.

Referencias

- [1] Bažant Z.P. and Planas J., 1998. *Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials*. Boca Raton: CRC Press.
- [2] Blanco, A., Pujadas, P., De la Fuente, A., Calavaro, S., and Aguado, A. 2013. Application of constitutive models in European codes to RC-FRC. *Construction and Building Materials* 40, 246-259.
- [3] Bažant, Z. P., & Oh, B. H. 1983. Crack band theory for fracture of concrete. *Matériaux et Constructions*, 16(3), 155-177. <https://doi.org/10.1007/BF02486267>
- [4] Di Prisco M., Colombo M., Dozio D., 2013. Fiber-reinforced concrete in fib Model Code 2010: Principles, models and test validation, *Structural Concrete*, Vol. 14, No.4.
- [5] Fib Model Code for Concrete Structures 2010 (2012), Final Complete Draft, fib bulletins 65 and 66, March 2012-ISBN 978-2-88394-105-2 and April 2012-ISBN 978-2-88394-106-9.
- [6] Gali, S. and, Subramaniam, K.V.L., 2017. Multi-linear stress-crack separation relationship for steel fiber reinforced concrete: Analytical framework and experimental evaluation, *Theor. Appl. Fract. Mech.* (2017).
- [7] Carmona, J. R. and Ruiz, G., 2014. Bond and size effects on the shear capacity of RC beams without stirrups. *Engineering Structures*, vol. 66, pp. 45-56.
- [8] Carmona, J. R. and Ruiz, G., 2017. Modelo analítico para el análisis de la flexión y la fisuración en secciones de hormigón armado como alternativa al diagrama de pivotes. *Hormigón y Acero*, vol. 68, no. 282, pp. 147-154.
- [9] Tada, H., Paris, P. and Irwin, G., 1973. *The stress analysis of cracks handbook*. Del Research Corporation.
- [10] Carmona, J. R., Rey-Rey Juan, Ruiz, G. and Rodríguez-Madueño J.M, 2019. Planar crack assumption as an alternative to Navier's hypothesis in the modelling of fibre-reinforced concrete sections. *10th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*. FraMCoS-X.



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

Numerical Analysis of the Failure Process of a Reinforced-Concrete Slab with Non-Linear Fracture Models

José Joaquín Ortega Parreño^a, Lucía Garijo Alonso^b, Gonzalo Ruiz López^c

^a Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P. ETSI Caminos, C. y P., Universidad de Castilla-La Mancha, España. Investigador Postdoctoral

^b Dra. Arquitecta. Instituto ISE, Universidade do Minho, Portugal. Investigadora Postdoctoral Marie Skłodowska-Curie

^c Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P. ETSI Caminos, C. y P., Universidad de Castilla-La Mancha, España. Catedrático de Universidad

Recibido el 14 de junio de 2019; aceptado el 14 de diciembre de 2020

RESUMEN

La Universidad Politécnica de Valencia organizó en 2018 el concurso "Cátedra ECSA" que proponía obtener la carga máxima y el modo de rotura de una losa de hormigón armado. Esta losa, de 2.4 m de lado, se apoyaba en cuatro puntos y soportaba una carga central más otra en un vértice, junto al que había un orificio. La solución más aproximada se obtuvo mediante un modelo numérico de elementos finitos realizado con el programa comercial ATENA, empleando modelos constitutivos no lineales y de fisura cohesiva. Los resultados muestran la evolución de la deformación con la carga, que crece rápidamente tras plastificar las armaduras, y el modo de fallo por punzonamiento en los apoyos.

2022 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Licencia de uso *Creative Commons* (CC BY-NC-ND 3.0).

PALABRAS CLAVE: Losa; hormigón; armadura; simulación; fractura; daño; plastificación; fallo.

ABSTRACT

The Polytechnic University of Valencia organised in 2018 the contest "Cátedra ECSA", which proposed to obtain the maximum load and the failure mode of a reinforced-concrete slab. This 2.4 m side slab was supported on four points and bore a central load plus another one on a vertex close to a hole. The most approximate solution was obtained by a numerical model of finite elements created with the commercial programme ATENA, which used non-linear constitutive models and cohesive crack models. The results show the evolution of the deformation with the load, which increases faster after the plastification of the reinforcing bars, and the failure mode by punch in the supports.

2022 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. Creative Commons License (CC BY-NC-ND 3.0).

KEYWORDS: Slab; concrete; reinforcement; simulation; fracture; damage; plastification; failure.

1. INTRODUCCIÓN

El concurso "Cátedra ECSA, Cátedra Construcción Sostenible y Avanzada" [1] se realizó en 2018, organizado por la Universidad Politécnica de Valencia en colaboración con la empresa Edificaciones Castelló S. A. El objetivo del concurso era analizar el comportamiento de una losa de hormigón ar-

mado y predecir su carga de rotura. Para la participación en el concurso se proporcionaban los datos de la geometría, materiales y condiciones de carga y apoyo. Tras ello, los participantes elaboraban su solución remitiéndola a los organizadores. Finalizada esa etapa, se realizaba el ensayo real de la losa en las condiciones previstas y se comparaban los resultados reales con los propuestos por los participantes. La solución ganadora se determinó en función del nivel de aproximación de los resultados previstos a los obtenidos en la realidad y es la que se describe en el presente artículo.

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / email: josejoaquin.ortega@uclm.es (José Joaquín Ortega Parreño).

Esta solución se obtuvo a través una simulación numérica con un modelo de elementos finitos, considerando la fractura cohesiva del hormigón y definiendo las barras de armado de forma individual como elementos unidimensionales embebidos en los elementos tridimensionales del hormigón.

Este tipo de concursos se han realizado desde hace décadas [2], destacando recientemente los destinados a estudiar los efectos sísmicos en pequeñas estructuras a escala real [3-8], y constituyen una manera eficaz para comparar las soluciones obtenidas mediante diferentes métodos, pudiendo contrastar así el efecto de las distintas hipótesis contempladas en cada uno. Del mismo modo, ayudan a definir las consecuencias para la seguridad estructural según el empleo de uno u otro método.

2. CASO DE ESTUDIO

El caso de estudio consistía en una losa cuadrada de hormigón armado de 2.4 m de lado y 0.25 m de canto. La losa se apoyaba centrada sobre cuatro puntos dispuestos en cuadrado, separados 1.88 m. Próximo a una de las esquinas de la losa se encontraba un orificio cuadrado de 0.15 m de lado a una distancia de 0.45 m de los dos laterales correspondientes. El armado de la losa consistía en un emparrillado superior de barras de 8 mm de diámetro ($\varnothing 8$) cada 100 mm en ambas direcciones y otro inferior con barras de $\varnothing 12$. Adicionalmente se disponía en la parte inferior un emparrillado menor con 13 barras de $\varnothing 12$ y 1.3 m de longitud en ambas direcciones, separadas también 100 mm. Finalmente, en los dos laterales correspondientes al orificio se disponía un zuncho con tres barras superiores e inferiores de $\varnothing 8$ y $\varnothing 12$, respectivamente, separadas 100 mm, y con cercos de $\varnothing 6$ cada 100 mm. El recubrimiento mínimo en todos los casos era de 20 mm.

Respecto a los materiales, se daban dos resultados experimentales de resistencia a compresión del hormigón (34.4 MPa y 31.6 MPa) tomando la media como valor de referencia (33 MPa). De las barras de armado se indicaba que estaban hechas con acero B500, con límite elástico de 558 MPa.

En cuanto a las condiciones de carga, se aplicaba una fuerza A en el centro de la losa y una fuerza B seis veces menor en el vértice de la losa correspondiente al orificio. El punto de aplicación de esta fuerza B se encontraba a una distancia de 95 mm de los bordes de la losa. La aplicación de ambas fuerzas se realizaba a través de actuadores de 100 mm de diámetro sobre placas de reparto cuadradas de acero de 20 mm de espesor. En el caso de la fuerza A la placa tenía 700 mm de lado y en el de la fuerza B, 300 mm. Adicionalmente, se disponían unas placas de reparto menores en los apoyos.

Una vez definidos todos los elementos que intervienen en el problema, se pedía determinar el tipo de rotura, la carga máxima soportada y la flecha del punto central de la losa al 60% de la carga máxima.

3. MÉTODO

El método empleado fue un modelo de elementos finitos realizado con el programa comercial ATENA [9], que puede rea-

lizar análisis no lineales y cuenta con modelos constitutivos para hormigón. Este programa se ha empleado anteriormente para reproducir la extracción de anclajes metálicos de paneles de hormigón armado [10] y para el estudio del efecto de escala en morteros de cal [11], que como material cuasifrágil tiene un comportamiento en fractura similar al hormigón.

La losa de hormigón se modeló según las dimensiones dadas, incluyendo el orificio. En los puntos de apoyo y de aplicación de las cargas se ubicaron las placas metálicas de reparto correspondientes. A modo de actuadores de aplicación de las fuerzas A y B, se dispusieron dos elementos auxiliares para la transmisión de estas fuerzas. Finalmente, las barras de armado se introdujeron de forma discreta mediante elementos unidimensionales que forman una malla superpuesta a la de los elementos finitos que representan el volumen de hormigón, con compatibilidad de deformaciones entre ellas. De esta manera, cada elemento que interviene en el problema quedaba convenientemente definido.

Para la definición de los materiales se emplearon los datos proporcionados. El hormigón se definió como un material de fractura cohesiva mediante un modelo de fisuración en banda [12] con una función de ablandamiento exponencial [13] y un criterio de fallo de tensiones triaxiales [14]. A partir de la resistencia a compresión se derivaron el resto de propiedades mecánicas necesarias siguiendo el Código Modelo [15] (módulo elástico, resistencia a tracción y energía de fractura). Las barras de armado se definieron con una ley bilineal elástica-perfectamente plástica con módulo elástico de 210 GPa y carga máxima de 558 MPa. En cuanto a las placas de reparto y piezas auxiliares, se adoptó un material perfectamente elástico con módulo de elasticidad de 210 GPa, ya que no se esperaba que fallaran durante el ensayo real.

El mallado de la losa de hormigón se hizo con elementos finitos cúbicos de 50 mm de lado y 8 nodos. En el caso de las placas de reparto, la base de los elementos era la misma para permitir la compatibilidad de las mallas de los diferentes elementos pero adaptando la altura a los 20 mm del espesor de esas piezas. Respecto a las condiciones de contorno se impidió el movimiento vertical de los nodos correspondientes con los apoyos y las fuerzas A y B se aplicaron en los nodos centrales de la cara superior de las respectivas piezas auxiliares para transmitir las cargas. Adicionalmente a estas cargas, se incluyó en el análisis el peso propio de los materiales.

En la figura 1 se muestra el esquema de las condiciones de contorno del modelo, la geometría de los diferentes elementos con su mallado y una vista en planta de las barras de armado introducidas.

4. RESULTADOS

Los resultados arrojados por el modelo consisten en la curva carga-desplazamiento ($P-\delta$) en el centro de vano, la distribución de tensiones y desplazamientos dentro de la geometría analizada y su deformada. La curva $P-\delta$ (figura 2) ofrece los resultados pedidos de carga máxima y de flecha para el 60% de ese valor. La curva muestra un tramo inicial de mucha rigidez pasando después a otro tramo menos vertical que finalmente pasa a un tercer tramo mucho más tendido. Como valor de

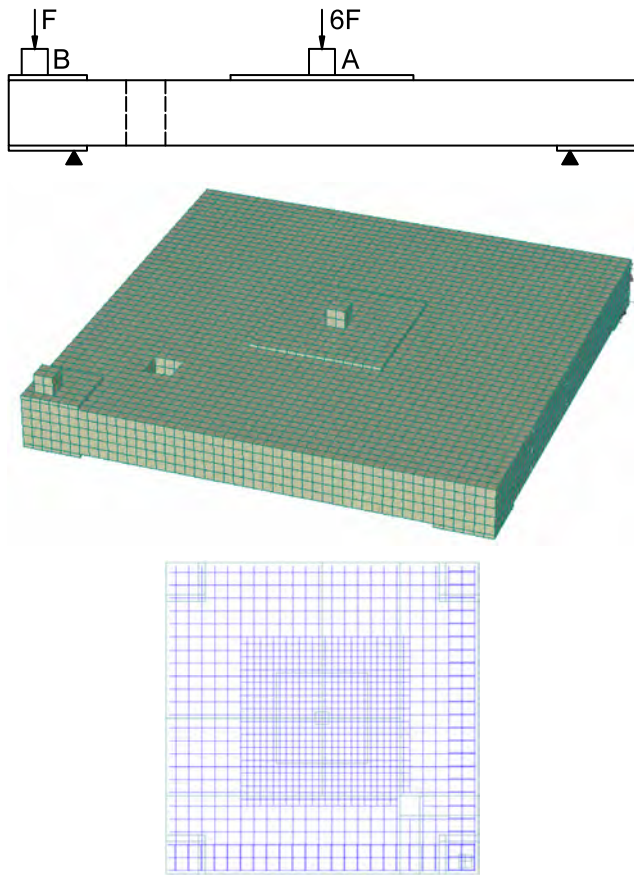


Figura 1. Condiciones de contorno, geometría del modelo y malla embebida de barras de armado.

carga máxima del modelo (P_m) se adoptó el valor último, $P_m = 1080$ kN, cuando el cálculo se interrumpe por deformaciones excesivas. Por tanto, la flecha al 60% de P_m (648 kN) resulta $\delta_m = 7$ mm. Estos valores se pueden comparar con los obtenidos experimentalmente, siendo la carga máxima experimental $P_e = 782$ kN y la flecha para el 60% de ese valor $\delta_e = 4.3$ mm.

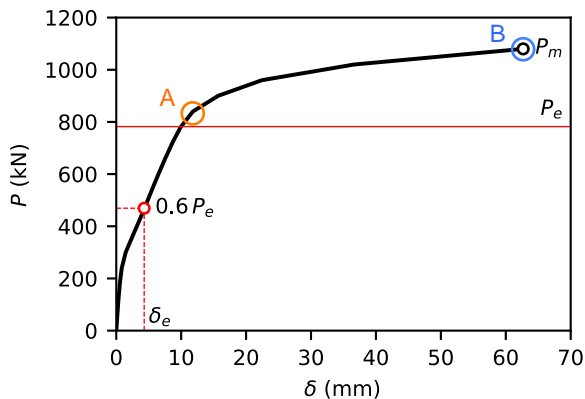


Figura 2. Curva carga-flecha en el centro de vano.

Como se puede comprobar, hay una diferencia apreciable entre los datos extraídos del modelo y los del ensayo real. Sin embargo, si se localiza la carga P_e en la curva P - δ del modelo se advierte que coincide aproximadamente con el punto en el que la deformación inicia un crecimiento rápido. La causa de

este comportamiento se puede analizar estudiando el estado de tensión en las armaduras. La figura 3 muestra dos momentos diferentes del nivel de tensión en cada barra de acero del emparrillado inferior, destacándose las zonas en las que ya se ha alcanzado la tensión de plastificación y en qué dirección se propaga. La primera situación se corresponde con el punto A marcado en la figura 2, aproximadamente coincidente con el valor de P_e , donde se observa que la plastificación ya se ha iniciado en el centro de las barras de los laterales donde no hay zuncho. Esto indica que el modelo capta correctamente el inicio del fallo de la losa, momento en el que el ensayo ya se interrumpe mientras que el modelo permite continuar hasta alcanzar el estado mostrado en el punto final B, donde la plastificación se ha extendido ampliamente por todo el emparrillado. Por tanto, tomando como criterio para seleccionar la carga máxima de la losa el comienzo de la plastificación de las armaduras, el valor obtenido sería muy próximo al real. A partir de ese punto, el modelo podría estar permitiendo una deformación excesiva debido a que el modelo constitutivo simplificado utilizado para las armaduras no limita la deformación máxima que pueden alcanzar.

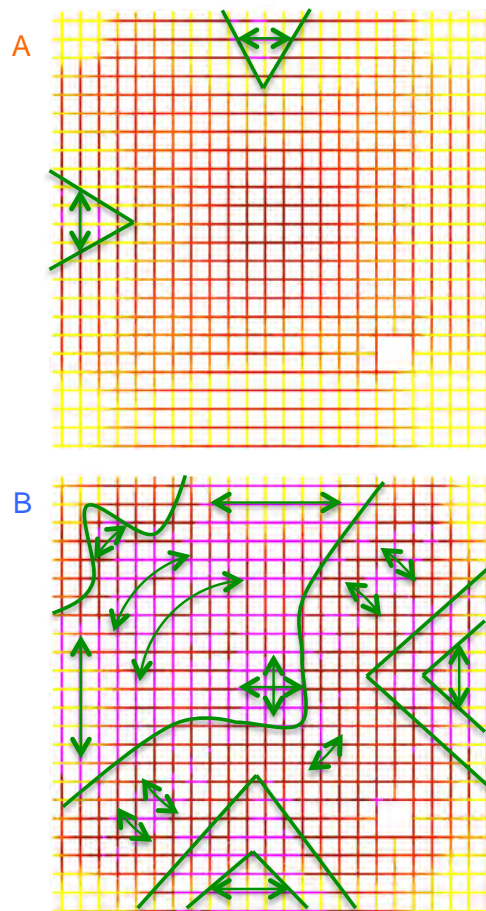


Figura 3. Evolución de la plastificación de las barras del emparrillado inferior: a) comienzo del fallo y b) extensión total de la plastificación al final de la simulación.

En cuanto a la flecha, δ_e y su valor asociado de carga, el 60% de P_e , constituyen un punto de la curva experimental real que coincide exactamente con la curva del modelo. Esto quiere decir que el modelo proporciona la trayectoria correcta de la curva, al menos, hasta ese nivel avanzado de carga.

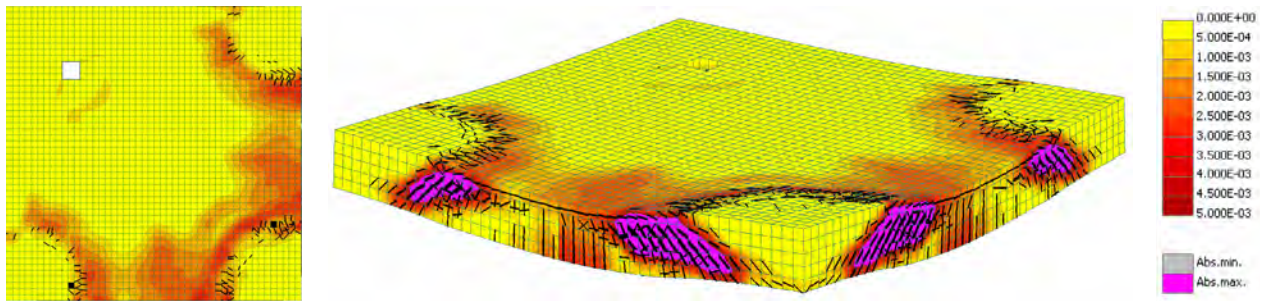


Figura 4. Daño en la losa de hormigón (escala de aperturas de fisura en m).

Con respecto al tipo de rotura, la deformada del modelo permite analizar el modo de fallo de la losa. La figura 4 muestra la losa de hormigón en el estado final de rotura, mostrando con la gradación de colores las zonas de concentración del daño en el hormigón. Igualmente, las líneas negras en los elementos finitos marcan la dirección de las fisuras con una apertura mayor de 1 mm. A la vista de estos resultados, se puede comprobar que el daño se acumula en torno a los tres apoyos opuestos al que se corresponde con el orificio de la losa, donde también se está aplicando la fuerza B. Esto quiere decir que estos dos factores se están contrarrestando eficazmente mediante los zunchos dispuestos en los dos laterales de ese vértice de la losa, que sufre al final menos daño que en los otros tres apoyos.

Estudiando el patrón de daño, se aprecia que en la cara superior se distribuye en círculo alrededor de los apoyos y que en el canto de la losa aparecen arcos de compresión, siendo en la dirección perpendicular a los mismos donde se alcanzan las aperturas de fisura máximas. Esta distribución del daño indica que el modo de fallo que se está produciendo es de punzonamiento en los tres apoyos mencionados y en especial en el diagonalmente opuesto al más próximo al orificio.

5. CONCLUSIONES

En este artículo se describe la solución ganadora del concurso “Cátedra ECSA” de la Universidad Politécnica de Valencia en el que se proponía determinar la carga máxima y el tipo de rotura de una losa de hormigón armado. Esta solución se obtuvo mediante un modelo numérico de elementos finitos, modelando el hormigón con un comportamiento en fractura de fisura cohesiva y definiendo las barras de armado de forma individual mediante una malla de elementos unidimensionales superpuesta a la de los elementos finitos tridimensionales.

La curva carga-desplazamiento obtenida refleja correctamente la evolución observada en la realidad hasta el inicio de la plastificación de las armaduras, momento que ha de adoptarse como criterio para definir la carga de rotura de la losa. Con respecto al modo de fallo, la concentración del daño en torno a los tres apoyos con menos armado muestra el fallo por punzonamiento que se experimenta en esos puntos. Por tanto, la disposición del zuncho lateral resulta una medida eficaz para reforzar el vértice en el que se aplica la fuerza B y donde se encuentra el orificio de la losa, limitando el daño sufrido en esa zona.

Agradecimientos

Los autores agradecen la realización del concurso “Cátedra ECSA” a la Universidad Politécnica de Valencia y a Edificaciones Castelló S. A., y su organización al Prof. Pedro Miguel Sosa. Igualmente, agradecen la financiación del Ministerio de Economía, Industria y Competitividad, por el proyecto RTC-2017-6736-3.

Referencias

- [1] Catedra de Empresa “Construcción Sostenible y Avanzada” (CSA), Universidad Politécnica de Valencia, 2018. Disponible en: <http://www.upv.es/contenidos/ECSA/indexc.html> (accedido en octubre de 2019).
- [2] Collins, M.P., Vecchio, F.J. y Mehlhorn, G. (1985) An international competition to predict the response of reinforced concrete panels. *Canadian Journal of Civil Engineering* 12: 624-644, 1985.
- [3] Yu, Y.J., Tsai, K.C., Weng, Y.T., Lin, B.Z. y Lin, J.L. (2010). Analytical studies of a full-scale steel building shaken to collapse. *Engineering Structures* 32 (10): 3413-3430.
- [4] Lignos, D.G., Hikino, T., Matsuoka, Y. y Nakashima, M. (2013) Collapse assessment of steel moment frames based on E-Defense full-scale shake table collapse tests. *Journal of Structural Engineering-ASCE* 139 (1): 120-132.
- [5] Yu, Y.J., Tsai, K.C., Li, C.H., Weng, Y.T. y Tsai, C.Y. (2013) Earthquake response analyses of a full-scale five-story steel frame equipped with two types of dampers. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 42 (9): 1301-1320, 2013.
- [6] Bayhan, B. (2013) Numerical simulation of shaking table tests on 3D reinforced concrete structures. *Structural Engineering and Mechanics* 48 (2):151-171.
- [7] Furtado, A., Rodrigues, H., Arede, A., Varum, H., Grubišić, M. y Šipoš, T.K. (2018) Prediction of the earthquake response of a three-storey infilled RC structure. *Engineering Structures* 171: 214-235.
- [8] Zhang, J. y Shu, Z. (2018) Optimal design of isolation devices for mid-rise steel moment frames using performance based methodology. *Bulletin of Earthquake Engineering* 16 (9): 4315-4338.
- [9] ATENA 3D (Version 4.2.7.5494) [programa]. Červenka Consulting, Praga, Republica Checa, 2011.
- [10] Poveda, E., Ortega, J.J., Ruiz, G., Porras, R. y Carmona, J.R. (2016) Normal and tangential extraction of embedded anchor plates from precast façade concrete panels. *Engineering Structures* 110: 21-35.
- [11] Garijo, L., Zhang, X.X., Ruiz, G., Ortega, J.J. y Yu, R.C. (2017) Advanced mechanical characterization of NHL mortars and cohesive simulation of their failure behavior. *Construction and Building Materials* 153: 569-577.
- [12] Bazant, Z.P. y Oh, B.H. (1983) Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and Structures* 16 (3): 155-177.
- [13] Reinhardt, H.W., Cornelissen, H.A.W. y Hordijk, D.A. (1986) Tensile tests and failure analysis of concrete. *Journal of Structural Engineering-ASCE* 112 (11): 2462-2477.
- [14] Menetrey, P. y William, K.J. (1995) Triaxial failure criterion for concrete and its generalization. *ACI Structural Journal* 92 (6): 311-318.
- [15] FIB Código Modelo 2010, borrador final. Volúmenes 1-2. FIB-Federación Internacional du Beton, Lausana, Suiza, 2012.

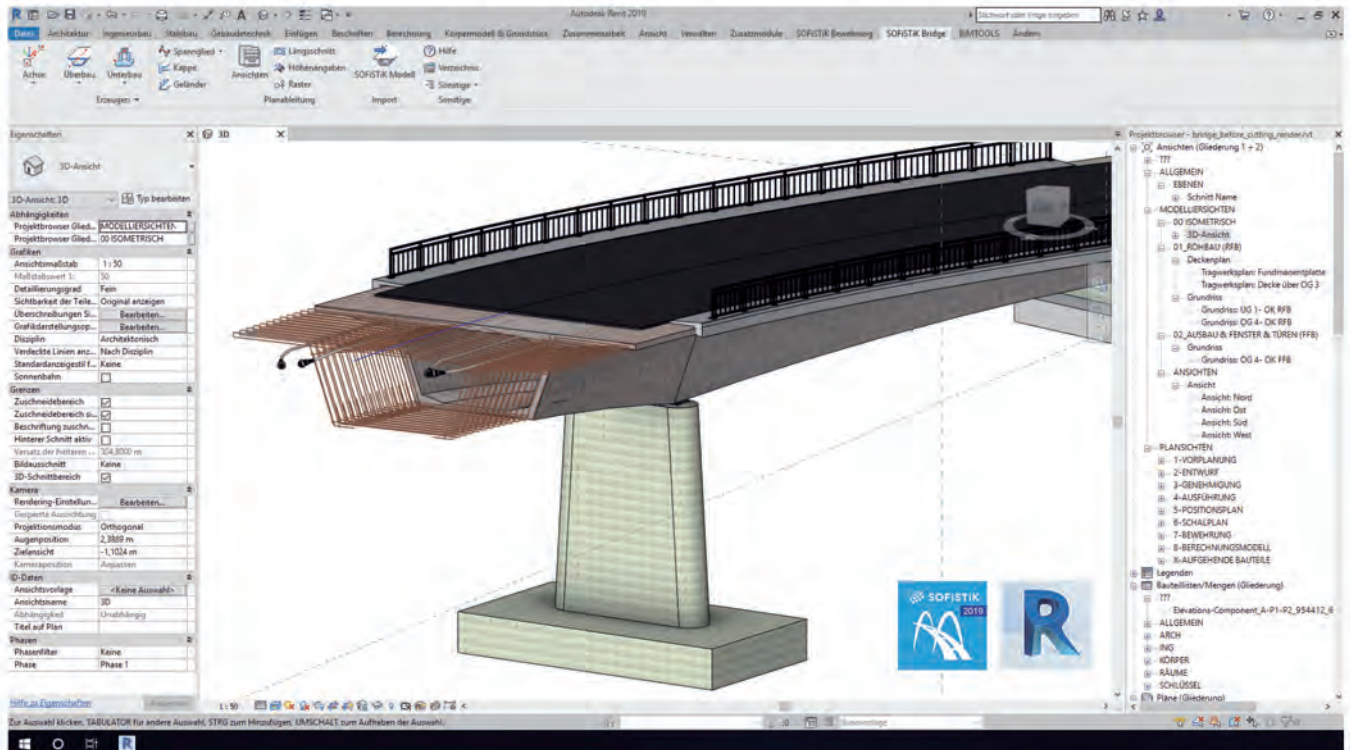


SOFISTIK

Bridge + Infrastructure Modeler para Autodesk® Revit®



- Crea modelos de puentes 3D en Autodesk® Revit® parametrizados para ejes, superestructura, subestructura, parapetos y barandillas.
- Ejes de puentes en 3D utilizando información de alineación, archivos externos importados (por ejemplo, LandXML) o una tabla con coordenadas.
- Creación de tendones definidos por el usuario.
- Familias genéricas para super/subestructuras, fácilmente modificables.
- Familias creadas desde cero para cumplir con estándares locales.
- Generación automática de vistas de sección, vistas superiores y secciones longitudinales para detallar y documentar sus estructuras.



VIII CONGRESO DE



CONGRESO INTERNACIONAL DE ESTRUCTURAS

| SANTANDER

20, 21 y 22
de junio de 2022