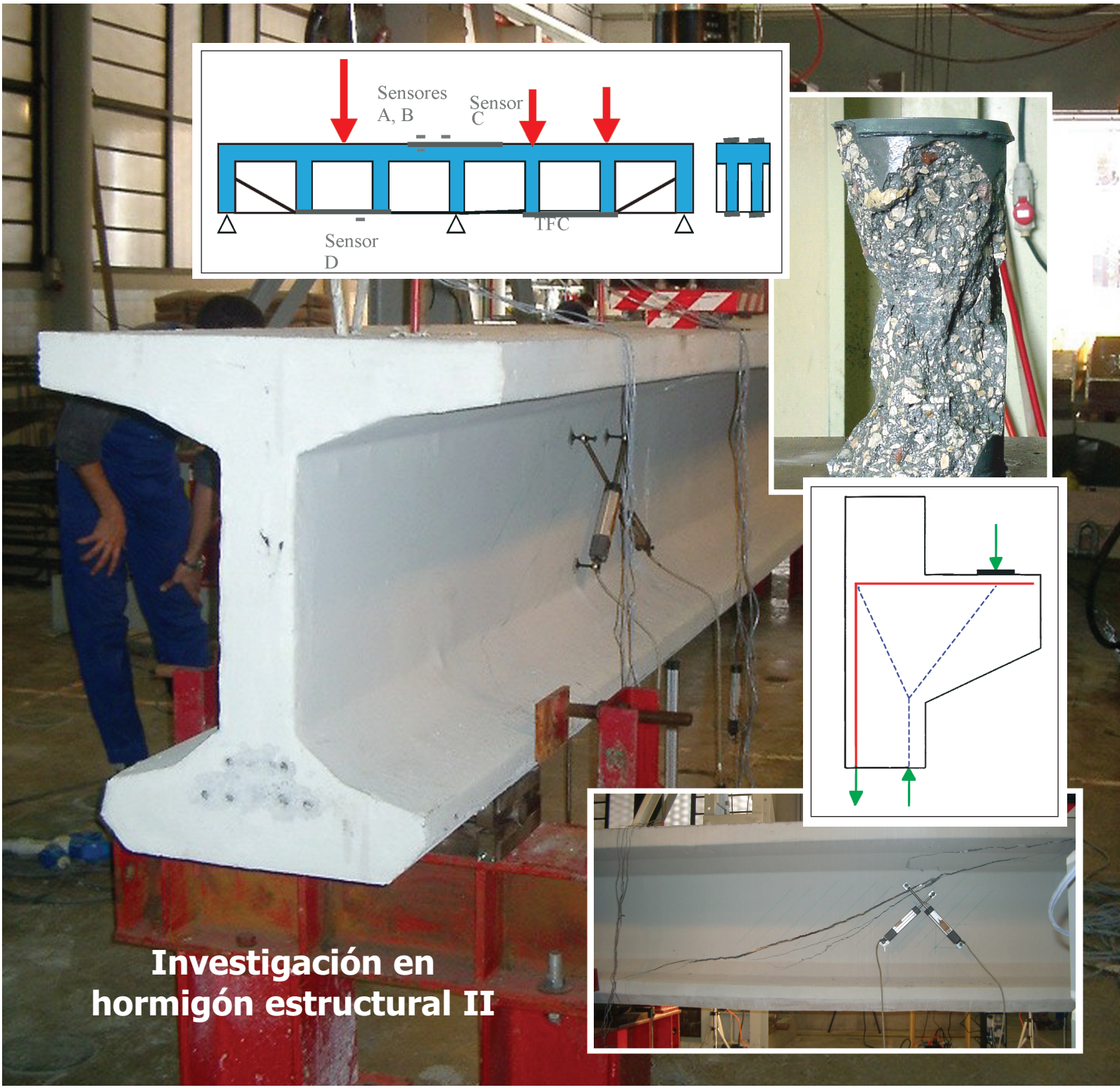
HORMIGÓN y acero

nº 233

Tercer trimestre de 2004



Investigación en hormigón estructural II

ache

Asociación Científico-técnica
del Hormigón Estructural

http://www.e-ache.net

MIEMBROS DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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 los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

MIEMBROS PATROCINADORES

AGUAS Y ESTRUCTURAS, S.A.–Pabellón de Checoslovaquia - Isla de la Cartuja. 41092 Sevilla.

ALATEC, S.A.–José Echegaray, 14. P.E. Las Rozas. 28230 Las Rozas (Madrid).

ANEFHOP.–Bretón de los Herreros, 43. 28003 Madrid.

ASOCIACIÓN NACIONAL DE PREFABRICADOS Y DERIVADOS DEL CEMENTO (ANDECE).– Pº de la Castellana, 226 - Entreplanta A. 28046 Madrid.

ASSOCIACIÓ DE CONSULTORS D'ESTRUCTURES.–Gran Capitá, 2-4. Edifici Nexus. 08034 Barcelona.

CALIDAD SIDERÚRGICA.–Orense, 58 - 10 C. 28020 Madrid.

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.–Grijalba, 9. 28006 Madrid.

CEDEX (Laboratorio Central).–Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.

CENTRO DE ESTUDIOS E INVESTIGACIONES CINSA-EP.–Avda. Iparaguirre, 82, 1º. 48940 Leoia (Vizcaya).

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.–Almagro, 42. 28010 Madrid.

COLEGIO OFICIAL INGENIEROS INDUSTRIALES DE CATALUÑA.–Vía Laietana, 39. 08003 Barcelona.

CONSEJO GENERAL DE COLEGIOS OFICIALES DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TÉCNICOS.–P.º de la Castellana, 155 - 1. 28046 Madrid.

CYPE INGENIEROS, S.A.–Avda. Eusebio Sempere, 5, planta B.03003 Alicante.

DEPARTAMENTO DE MECÁNICA MEDIOS CONTINUOS ETSIC-UPM.–Ciudad Universitaria, s/n. 28040 Madrid.

DRAGADOS OBRAS Y PROYECTOS, S.A.–Avda. de Tenerife, 4-6. Edificio Agua. 1ª planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).

ESTEYCO, S.A.–Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.

EUROCONSULT, S.A.–Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).

FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.–Acanto, 22. 28045 Madrid.

FUNDACIÓN LABEIN.–Cuesta de Olabeaga, 16. 48013 Bilbao.

HILTI ESPAÑOLA, S.A.–Isla de Java, 35. 28034 Madrid.

IECA.–José Abascal, 53-2º. 28003 Madrid.

INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION EDUARDO TORROJA.–Serrano Galvache, s/n. 28033 Madrid.

INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN.–Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.

INTEINCO.–Serrano, 85. 28006 Madrid.

INTEMAC.–Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.

NECSO. Entrecanales Cubiertas, S.A.–Avda. Europa, 18. Parque Empresarial La Moraleja. 28108 Alcobendas (Madrid).

PRAINSA.–Madrazo, 86 - Entlo. 1ª. 08021 Barcelona.

S.G.S. TECNOS, S.A.–C/Trespaderne, 29. 28042 Madrid

MIEMBROS PROTECTORES

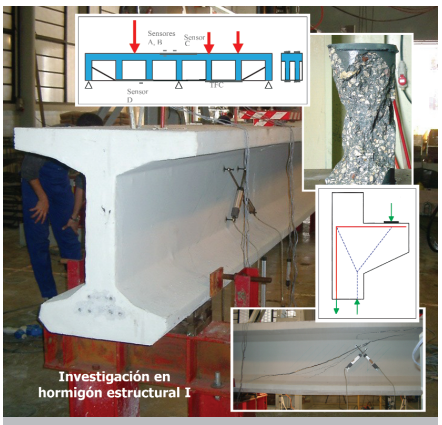
ALVI, S.A.–Travesía de Téllez, 4. 28027 Madrid.

ARMACENTRO, S.A.–Ctra. Alcalá a Carmama, Km. 4.900. 28816 Camarma de Esteruelas (Madrid)

ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.–Avda. de la Innovación, s/n. Edificio Espacio, planta 3.ª, mód. 4-7. 41020 Sevilla.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE FABRICANTES DE ARMADURAS PASIVAS CERTIFICADAS PARA HORMIGÓN (AEFACER).–C/ Cañada Real de las Merinas, 18. Avda. Eisenhower, Edif. 1 - of.2 - 3. 28042 Madrid.

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL



Portada: Collage sobre la investigación en hormigón estructural. (Sobre una idea de J. Vaquero y J. Marí).

EDITAN:

ache

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (C.S.I.C.)

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.

COMITÉ DE REDACCIÓN:

Director:
ORTEGA BASAGOITI, Luis María

Miembros del comité:
AGUADO DE CEA, Antonio
ARRIETA TORREALBA, José Mª
ASTIZ SUÁREZ, Miguel Ángel
BARBAT BARBAT, Alex H.
BURÓN MAESTRO, Manuel
CUVILLO JIMÉNEZ, Ramón del
FERNÁNDEZ GÓMEZ, Jaime
GÁLVEZ RUIZ, Jaime
LÓPEZ PALANCO, Rafael
LLOMBART JAQUES, José Antonio
MARTÍNEZ CALZÓN, Julio
MILLANES MATO, Francisco
MORÁN CABRÉ, Francisco
PÉREZ-FADÓN MARTÍNEZ, Santiago
RIPOLL GARCÍA-MANSILLA, Javier
RODRÍGUEZ SANTIAGO, Jesús
SIEGRIST FERNÁNDEZ, Carlos
VAQUERO GARCÍA, Julio
VILLAR LUENGO, José Mª de

La Asociación, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, no se hace responsable del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocine su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

De acuerdo con las disposiciones vigentes, deberá mencionarse el nombre de esta Revista en toda reproducción de los trabajos insertos en la misma.

Hormigón y Acero:
E.T.S.I Caminos, Canales y Puertos
Avda. profesor Aranguren, s/n
Ciudad Universitria
28040 Madrid
Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02
Depósito Legal: M-853-1958
ISBN: 0439-5689
Diseño: María del Pozo
Imprime: Invoprint, S.L.

HORMIGÓN y acero

índice 232

MONOGRÁFICO SOBRE LA INVESTIGACIÓN EN HORMIGÓN ESTRUCTURAL EN ESPAÑA I (NÚM. 232)

Desarrollo de nuevos diagramas tensión-deformación para el dimensionamiento en E.L.U. de elementos de hormigón estructural de alta resistencia 7-17
Development of new stress-strain diagrams to the design in U.L.S. of high strength structural concrete
G. Gutiérrez Martín, M. A. Vicente Cabrera, y D.C. González Cabrera

Estudio del comportamiento en flexocompresión de los hormigones de alta resistencia 19-28
Behaviour of high strength concrete under bending and compression
J.J. Arenas de Pablo, G. Gutiérrez Martín, M.A. Vicente Cabrera y D.C. González Cabrera

Cálculo a cortante de vigas de hormigón de alta resistencia 29-50
Shear design of reinforced high-strength concrete beams
A. Cladera Bohígas y A. Marí Bernat

Estudio teórico y experimental de la respuesta a cortante en juntas secas de puentes de dovelas 51-61
Theoretical and experimental study on the shear behaviour of dry joints segmental bridges
G. Ramos, Á.C. Aparicio, J. Turmo, T. Polo, J. Piernagorda y S. Llopart

Estudio analítico y experimental de los efectos de las deformaciones impuestas en las estructuras integrales 63-81
Analytic and experimental study of imposed deformation effects in integral structures
H. Corres Peiretti, J.A. Martín-Caro Álamo, T. Petschke, V. Moreno Padilla y J. Torrico Narváez

Estudio de la problemática estructural de las losas de transición. Interacción terreno losa 83-96
Structural study of the problems affecting the bridge approach slabs. Extension to the soil-slab interaction
J.A. Pacheco Monteagudo, L. Albajar Molera y C. Sagaseta Millán

Refuerzo a flexión de vigas de hormigón armado con materiales compuestos. Estudio de la zona de anclaje 97-112
Flexural strengthening of RC beams using composite materials. End anchorage study
E. Oller Ibars, D. Cobo del Arco y A.R. Marí Bernat

Estudio numérico del comportamiento de los hormigones reforzados con fibras cortas 113-123
Numerical study of the behaviour of concrete reinforced with short fibers
S. Oller, A.H. Barbat y J. Miquel

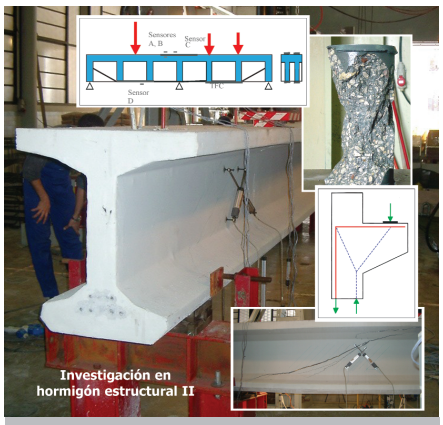
Evaluación probabilista del comportamiento sísmico de edificios porticados de hormigón armado 125-136
Probabilistic assessment of the seismic behaviour of reinforced concrete framed buildings
R. Moreno González, J.M. Bairán García, L. Pujades Beneitt, Á.C. Aparicio Bengoechea y A.H. Barbat Barbat

Evaluación de la seguridad de estructuras de hormigón mediante un sencillo modelo de daño isótropo 137-157
Evaluation of the safety of concrete structures using a simple isotropic damage model
E. Oñate, A. Hanganu y J. M. Canet

Normas de publicación de artículos 159-160

índice 233

Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural



Portada: Collage sobre la investigación en hormigón estructural. (Sobre una idea de J. Vaquero y J. Marí).

EDITAN:

ache

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (C.S.I.C.)

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.

COMITÉ DE REDACCIÓN:

Director:
ORTEGA BASAGOITI, Luis María

Miembros del comité:
AGUADO DE CEA, Antonio
ARRIETA TORREALBA, José Mª
ASTIZ SUÁREZ, Miguel Ángel
BARBAT BARBAT, Alex H.
BURÓN MAESTRO, Manuel
CUVILLO JIMÉNEZ, Ramón del
FERNÁNDEZ GÓMEZ, Jaime
GÁLVEZ RUIZ, Jaime
LÓPEZ PALANCO, Rafael
LLOMBART JAQUES, José Antonio
MARTÍNEZ CALZÓN, Julio
MILLANES MATO, Francisco
MORÁN CABRÉ, Francisco
PÉREZ-FADÓN MARTÍNEZ, Santiago
RIPOLL GARCÍA-MANSILLA, Javier
RODRÍGUEZ SANTIAGO, Jesús
SIEGRIST FERNÁNDEZ, Carlos
VAQUERO GARCÍA, Julio
VILLAR LUENGO, José Mª de

La Asociación, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, no se hace responsable del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocine su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

De acuerdo con las disposiciones vigentes, deberá mencionarse el nombre de esta Revista en toda reproducción de los trabajos insertos en la misma.

Hormigón y Acero:
E.T.S.I Caminos, Canales y Puertos
Avda. profesor Aranguren, s/n
Ciudad Universitria
28040 Madrid
Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02
Depósito Legal: M-853-1958
ISBN: 0439-5689
Diseño: María del Pozo
Imprime: Invoprint, S.L.

Hormigón y acero

MONOGRÁFICO SOBRE LA INVESTIGACIÓN EN HORMIGÓN ESTRUCTURAL EN ESPAÑA II (NÚM. 233)

Comportamiento en rotura y en servicio de puentes de vigas prefabricadas in situ con continuidad en negativos **7-22**
Behaviour in failure and service of bridge decks built with in situ precast beams made continuous over the supports
M. Sánchez Pérez, A. Pérez Caldentey y H. Corres Peiretti

Ensayo en rotura de dos vigas hiperestáticas postesas. Resultados experimentales y teóricos **23-35**
Ultimate bearing capacity of two prestressed continuous beams. Experimental and theoretical results
A. Pérez Caldentey, H. Corres Peiretti, M. Sánchez Pérez y J. Torrico Narváez

Estudio experimental sobre la monitorización continua y a largo plazo de estructuras **37-45**
Experimental study on the long-term monitoring of structures
J.R. Casas y R. Gettu

Aproximación a las pérdidas de pretensado en viguetas de cemento aluminoso **47-53**
Losses approximation of alumina concrete pre-stressed small beams
V. Alegre, T. Antonio, E. Carrasco, J. Terzán

Estudio experimental de leyes momento curvatura en servicio de piezas de hormigón armado sometidas a flexión pura **55-63**
Experimental study on the influence of cover a quantity of reinforcement with different diameters in the moment curvature relationship
J. Ley Urzáiz y J. Calavera Ruiz

Análisis de estructuras de hormigón armado con una deficiente transferencia de tensiones hormigón-acero **65-79**
Assessment of reinforced concrete structures with deficiency concrete steel stress transfer
J.P. Gutiérrez, M. Molina, A. Recuero, M.D. García, C. López

Propuesta de estudio experimental de soportes esbeltos de HAR sometidos a esfuerzos de flexión esviada **81-87**
Proposal of experimental study of HSC slender columns under axial forces and biaxial bending
J.L. Bonet Senach, P.F. Miguel Sosa, M.A. Fernández Prada, P. Serna Ros, J.R. Martí Vargas, M.L. Romero García y L. Pallarés Rubio

Estudio del comportamiento del hormigón con fibras de acero en elementos laminares de pequeño espesor y su comportamiento post-fisuración **89-101**
Study of the behaviour of steel fiber reinforced concrete in shell structures and its post-cracking behaviour
A. Domingo, P. Serna y C. Lázaro

Análisis de piezas sometidas a cortante con bajas cuantías de armadura longitudinal. Estudio teórico de elementos estructurales con estas características y definición de un programa experimental de investigación **103-118**
Analysis of reinforced concrete elements with low reinforcement ratios subject to shear. Theoretical study proposal of an experimental program
A. Pérez Caldentey, P. Padilla Lavaselli y H. Corres Peiretti

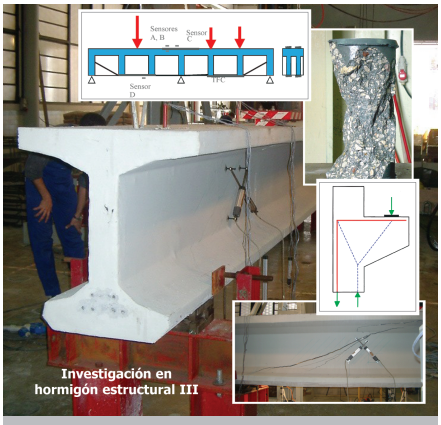
Diseño de un ensayo para el estudio experimental del anclaje de armaduras pasivas en nudos C-C-T **119-128**
Design of a test for experimental analysis of passive reinforcement anchorage in C-C-T joints
P.F. Miguel Sosa, J.R. Martí Vargas, M.A. Fernández Prada, Mª C. Castro Bugallo, J.L. Bonet Senach, P. Serna Ros y M.L. Romero García

Recientes avances en la caracterización del hormigón reforzado con fibras de acero **129-143**
Recent advances in the characterization of steel fiber reinforced concrete
R. Gettu, B.E. Barragán, G. Ramos y F. Capilla

Análisis del comportamiento estructural del hormigón: de la micro a la macro estructura. Aplicación al caso de presas **145-158**
Analysis of structural behaviour: from micro - to macrostructure. Application to dams
A. Aguado, L. Agulló, I. Carol, I. Casanova, C. M.ª López

Normas de publicación de artículos **159-160**

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL



Portada: Collage sobre la investigación en hormigón estructural. (Sobre una idea de J. Vaquero y J. Marí).

EDITAN:

ache

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (C.S.I.C.)

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.

COMITÉ DE REDACCIÓN:

Director:
ORTEGA BASAGOITI, Luis María

Miembros del comité:
AGUADO DE CEA, Antonio
ARRIETA TORREALBA, José Mª
ASTIZ SUÁREZ, Miguel Ángel
BARBAT BARBAT, Alex H.
BURÓN MAESTRO, Manuel
CUVILLO JIMÉNEZ, Ramón del
FERNÁNDEZ GÓMEZ, Jaime
GÁLVEZ RUIZ, Jaime
LÓPEZ PALANCO, Rafael
LLOMBART JAQUES, José Antonio
MARTÍNEZ CALZÓN, Julio
MILLANES MATO, Francisco
MORÁN CABRÉ, Francisco
PÉREZ-FADÓN MARTÍNEZ, Santiago
RIPOLL GARCÍA-MANSILLA, Javier
RODRÍGUEZ SANTIAGO, Jesús
SIEGRIST FERNÁNDEZ, Carlos
VAQUERO GARCÍA, Julio
VILLAR LUENGO, José Mª de

La Asociación, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, no se hace responsable del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocine su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

De acuerdo con las disposiciones vigentes, deberá mencionarse el nombre de esta Revista en toda reproducción de los trabajos insertos en la misma.

Hormigón y Acero:
E.T.S.I Caminos, Canales y Puertos
Avda. profesor Aranguren, s/n
Ciudad Universitria
28040 Madrid
Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02
Depósito Legal: M-853-1958
ISBN: 0439-5689
Diseño: María del Pozo
Imprime: Invoprint, S.L.

HORMIGÓN y acero

MONOGRÁFICO SOBRE LA INVESTIGACIÓN EN HORMIGÓN ESTRUCTURAL EN ESPAÑA III (NÚM. 234)

Comportamiento estático y a fatiga de la adherencia entre armaduras no metálicas y hormigones de naturaleza diversa 7-18
Static and fatatigue behaviour of bonding between non metallic rebars and concretes of different nature
J.T. San-José Lombera, J.L. Ramírez Ortiz e I.J. Vegas Ramiro

Estudio de los mecanismos combinados de fisuración y adherencia en elementos de hormigón pretensado 19-30
Study of the bond and splitting in pretensioned concrete elements
J.C. Gálvez Ruiz, B.S. Tork y J. Planas Rosselló

Estudio de la adherencia de cordones de pretensado en hormigones de alta resistencia a muy corto plazo 31-38
A study on prestressed tendons bond to HSC in very short time spans
J.R. Martí Vargas, P. Serna Ros, M.A. Fernández Prada, P. Miguel Sosa y C. Arbeláez Jaramillo

Longitud máxima eficaz de transferencia en refuerzo de pilares por encamisado de hormigón 39-50
Maximum effective transference length in column strengthening by reinforced concrete
B. Navarrete Francisco y J. Calavera Ruiz

Desarrollo de estrategias de obtención de cemento a partir de los residuos de construcción y demolición 51-61
Strategies for cement manufacture using construction and demolition waste
J.A. Sánchez de Sancha, C. Urcelay Gordóbil, E. Guede Vázquez

Los requerimientos ambientales en la toma de decisiones sobre estructuras de hormigón 63-73
The environmental requirements in the decision making process on concrete structures
A. Aguado, A. Josa, G. Ormazábal, B. Estévez y A. Cardim

Estudio experimental de las propiedades mecánicas y químicas de vigas de hormigón armado sometidas a diferentes ataques químicos 75-88
Experimental study of mechanicals and chemical properties of reinforced concrete beams under different chemical attacks
M. Cordero, A.C. Aparicio y E. Vázquez

Estabilidad colorimétrica e influencia de la adición de pigmentos inorgánicos en hormigones sometidos a distintos estados de exposición ambiental 89-95
Colorimetrical stability and influence of the addition of inorganic pigments in concretes under different weathering conditions
F. Carvalho y J. Calavera

Diagramas característicos tensión-deformación de los aceros soldables con características especiales de ductilidad con marca Arcer 97-107
Characteristic stress-strain curves of Arcer mark special ductility weldable steel
J.M. Gálligo Estévez y N. Ruano Paniagua

Uso económico de composites de polímeros avanzados con hormigón en estructuras (Proyecto I+D: BRITE Compcon) 109-119
The economic use of advanced polymer composites with concrete in structures (COMPCON R&D BRITE project)
F. Hue García

Comportamiento mecánico de estructuras de fábrica de ladrillo 121-134
Mechanical behaviour of the structural brickwork masonry
J.C. Gálvez, E. Reyes Pozo y M.J. Casati Calzada

Normas de publicación de artículos 135-136



Dramix®

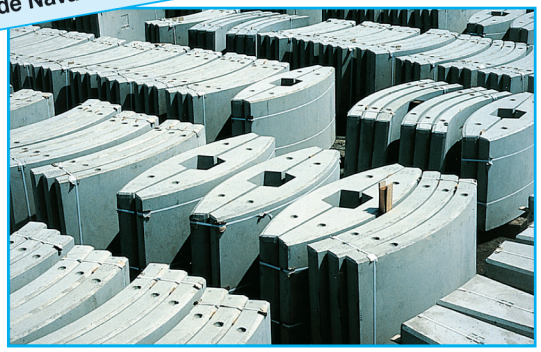
FIBRAS DE ACERO PARA REFUERZO DEL HORMIGON

Referencias recientes DOVELAS

- Metro Jubilee Line London (Reino Unido)
- Trasvase de Manabí (Ecuador)
- Canal de Navarra (España)

Referencias recientes GUNITA

- Tunel St-Gottard (Suiza)
- Túneles de la Herradura (España)
- Túneles del AVE- Montblanc (España)



Tunel de equipajes Heathrow (R.U.)



Minas de Saldes (España)

Dovelas

- ✓ solución combinada
- ✓ 100 % con fibras
- ✓ resistencia al fuego

Gunita

- ✓ túneles de acceso y transporte
- ✓ área de excavación
- ✓ presas
- ✓ estabilización de taludes

Alto rendimiento!

- **alta absorción de energía**
- **hormigón dúctil con una capacidad soporte de carga mejorada**
- **elevada resistencia al impacto y a la fatiga**
- **aumento del control a la fisuración**

Ventajas económicas!

- **eliminación del mallazo y del costoso armado de refuerzo**
- **menos consumo de hormigón**
- **aplicación simple y rápida**

BEKAERT

Siempre la mejor solución

ⓘ www.bekaert.com/building

Contact: marina.manas@bekaert.com

INDUSTRIAS DEL UBIERNA, S.A. – Dpto. de Construcción Bekaert
Travesera de Gracia, 30 – 3ºC – 08021 Barcelona. Tel. 93 241 90 03 / 06 – Fax. 93 209 21 81

Monográfico sobre la investigación en hormigón estructural en España



El presente número (233) de la Revista Hormigón y Acero, junto al anterior y al siguiente (232 y 234) constituyen un monográfico dedicado a proyectos de investigación en Hormigón Estructural llevados a cabo en España recientemente.

El origen de estos números monográficos se remonta a finales de 2002, cuando el nuevo Consejo de ACHE surgido de la Asamblea de Madrid se planteó la idea de editar algunos números monográficos y, entre ellos, uno dedicado a la investigación, dado el creciente número de proyectos de investigación que, en los últimos años, se han desarrollado, financiados bien por el Plan Nacional de I+D+I, bien por las Comunidades Autónomas, Universidades o Empresas.

Con el encargo expreso del Consejo de ACHE de coordinar este número y tras la aprobación del Comité de Redacción de la revista, inicié contacto con numerosos investigadores y profesionales de la ingeniería estructural, invitándoles a participar en este número monográfico a través de artículos que plasmasen la investigación realizada en los últimos años en este campo. La respuesta fue magnífica, ya que se propusieron inicialmente 45 artículos, de los cuales finalmente 33 han llegado a quedar plasmados por escrito. Esta extraordinaria respuesta se ha traducido en la imposibilidad física de agruparlos en un solo número de la revista, dando lugar así a un monográfico que ocupará no uno, sino tres números de Hormigón y Acero. Por razones de urgencia, en el momento de plantear la metodología de trabajo se consideró, con la aceptación del Comité de Redacción, que el proceso de revisión de los artículos finalmente presentados se llevase a cabo por parte de un solo revisor, con la colaboración, en caso necesario, del coordinador del número monográfico. En este caso, los revisores han sido conocidos expertos en los temas del hormigón estructural, algunos de ellos del propio Comité de Redacción de la Revista y otros no.

Dado el carácter monográfico de este número, no se incluye el habitual artículo central dedicado a una realización específica que ha venido siendo norma en la revista. Esto se traduce además, a efectos prácticos, en la ausencia de las páginas editadas en color que, asociadas a dicho artículo central, se venían asomando a Hormigón y Acero desde la puesta en marcha de esa costumbre, en 1999. Por ello, se ha adoptado la decisión de publicar este triple monográfico a dos tintas, con objeto de hacer más atractiva su presentación, que no su lectura, ya sobrada de interés por el contenido de los artículos.

Además, estos tres números tienen otra característica no habitual en su presentación, decidida para subrayar su carácter monográfico, al haber optado por incluir en todos los números el índice completo correspondiente a los tres. En cada uno de ellos, se ha resaltado el texto del índice que corresponde a ese número mediante el empleo del color negro habitual, mientras el de los otros números aparece atenuado en gris. Por decisión del Consejo de ACHE, también se ha optado por distribuir los tres números simultáneamente.

Sin pretender cubrir toda la investigación que se viene realizando en España en Hormigón Estructural en los últimos años, sí podemos constatar con gran satisfacción el gran número y la calidad de los artículos publicados, los cuales abordan temáticas muy diversas y constituyen una muestra significativa de la actividad investigadora realizada en Universidades, Centros de Investigación y Empresas.

La distribución de los artículos entre los tres números de la revista que constituyen el monográfico, se ha realizado tratando de lograr una cierta homogeneidad tanto de temática como de tamaño de cada número. En los números 232 y 233 se incluyen los artículos de carácter esencialmente teórico, que tratan de simular el comportamiento estructural mediante modelos conceptuales o numéricos, incluyendo, en su

caso, el contraste experimental de los resultados teóricos. En el número 234 se agrupan los trabajos de carácter fundamentalmente experimental y aquellos que se refieren a materiales, durabilidad u otros.

El presente número consta de 12 artículos teórico-experimentales que abordan temáticas muy diversas, tales como el comportamiento experimental de puentes de vigas pretesas prefabricadas con continuidad o de vigas postensadas hiperestáticas, la monitorización continua a largo plazo de estructuras, el estudio de pérdidas diferidas en viguetas de cemento aluminoso, el estudio experimental de diagramas momento-curvatura en servicio, el estudio de piezas con deficiencias en la transferencia de tensiones entre hormigón y acero, el estudio de elementos estructurales tales como soportes esbeltos de HAR sometidos a flexocompresión esviada, láminas delgadas de hormigón con fibras, o piezas a cortante con bajas cuantías de armadura de flexión, el estudio de la zona de anclaje de armaduras pasivas en nudos sometidos a un estado C-C-T y, finalmente, la caracterización del hormigón reforzado con fibras y una aplicación al caso de presas de estudios micro y macro-estructurales.

Deseo expresar mi agradecimiento a todos cuantos han colaborado a que este triple monográfico de Hormigón y Acero haya visto la luz. En primer lugar a los autores, por el esfuerzo realizado y por la calidad de los artículos enviados y a los revisores, quienes han hecho un trabajo riguroso y puntual, contribuyendo con sus sugerencias a mejorar la calidad de los artículos; al Comité de Redacción y en especial y a su Director y amigo, Luis Ortega Basagoiti, por su concienzudo trabajo en el establecimiento de criterios, en el impulso de la revista y en el trabajo concreto de elaboración de estos números; al Consejo de ACHE, que depositó su confianza en mí para llevar adelante este proyecto, lo que considero un gran honor, y como no, a mi secretaria Silvia Borges y a Beatriz Gutiérrez, secretaria de ACHE, quienes tanto han ayudado en la gestión de la información y en facilitar la relación entre autores, coordinador y Comité de Redacción. A todos ellos muchas gracias.

ANTONIO R. MARÍ BERNAT
Coordinador del Monográfico sobre
Investigación en hormigón estructural

Comportamiento en rotura y en servicio de puentes de vigas prefabricadas *in situ* con continuidad en negativos

Behaviour in failure and service of bridge decks built with in situ precast beams made continuous over the supports

Mirián Sánchez Pérez

♦

Alejando Pérez Caldentey

♦

Hugo Corres Peiretti

E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Unidad Docente de Hormigón Estructural
Universidad Politécnica de Madrid

RESUMEN

En este artículo, se describen los principales resultados de un programa de investigación teórico y experimental llevado a cabo en el ámbito de la Unidad Docente de Hormigón Estructural de la E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos de Madrid con objeto de estudiar tanto desde el punto de vista de servicio como desde el punto de vista de rotura una tipología poco habitual, los puentes prefabricados continuos.

En este trabajo, se plantea la posibilidad de dar continuidad a los puentes prefabricados mediante la introducción de una losa inferior armada y unida a las vigas mediante armadura de rasante, que permita la transmisión de las compresiones en la zona de momentos negativos, mientras que las tracciones se recogen mediante armadura pasiva en la losa superior que se hormigona de manera continua. Existen, en la bibliografía, varios trabajos relacionados con estructuras prefabricadas con continuidad estructural posterior con armadura activa (ver referencias [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19]).

Como parte del programa experimental se construyeron dos modelos hiperestáticos a escala reducida 1:4, tomando como prototipo un puente de vigas con continuidad en negativos y construcción evolutiva correspondiente a un proyecto real. Además se realizaron ensayos de probetas para poder caracterizar el comportamiento instantáneo y diferido de los hormigones utilizados en la construcción de los modelos.

Los resultados obtenidos tienen un alto grado de fiabilidad debido a que se ha demostrado la coherencia de los resultados comparando las medidas de las deformaciones con extensómetro mecánico y galgas embebidas.

SUMMARY

In this paper the results of tests undertaken within the framework of a theoretical and experimental program carried out in the Structural Concrete Department of the Civil Engineering School of Madrid is presented. This project was intended to study the ultimate bearing capacity and the serviceability conditions of continuous prestressed bridges built using precast beams.

In the specimens studied, continuity has been achieved by concreting a slab at the bottom of the cross section in the proximity of the supports (1/5 of the adjacent spans) connected to the precast beams by means of transverse reinforcement and by transmitting the tensile forces at the top of the cross section using the reinforcement of the top slab which is continuous. In the available bibliography, other references dealing with continuous precast beams can be found. (see references [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19]).

Two structural models were built using a scale factor of 1:4. The structures were modeled after a bridge deck, built with in situ precast beams made continuous over the support. These were built in different phases in order to reproduce the construction sequence of the real structures. In order to be able to analyze these experimental results, care has been taken to

fully determine the characteristics of the materials used in the construction of the structures.

The results of the mechanical extensometer were tested with satisfactory results against the results of the strain gauges in order to evaluate the reliability of the tests.

1. INTRODUCCIÓN

Este estudio tiene su origen en el proyecto de puentes de esta tipología para el desdoblamiento de la Ruta 5 entre Chillán y Collipulli en Chile. Para dar continuidad a estos puentes proyectados con vigas postesas prefabricadas *in situ* se planteó el hormigonado en la cara inferior de una losa conectada a las vigas mediante armadura de rasante en una longitud equivalente al 20% de la luz a cada lado de los apoyos. En la cara superior, se dió continuidad en apoyos mediante el hormigonado de una losa superior. De esta forma, las compresiones que se generan en las zonas de momento negativo se transmiten mediante esfuerzo rasante a la losa inferior, mientras que las tracciones se recogen con armadura pasiva en la losa superior.

Este sistema evita la realización de juntas de dilatación en cada vano, que representa una serie de inconvenientes, tanto en lo relativo a la durabilidad como a la capacidad resistente si se compara con otras tipologías estructurales. Aunque es verdad que se pueden suprimir las juntas sin necesidad de construir estructuras hiperestáticas, también es verdad que estas últimas estructuras presentan otras ventajas tales como una mayor capacidad resistente debido a la posibilidad de redistribución de esfuerzos, así como una menor deformabilidad (o mayor esbeltez) que una solución isostática convencional no puede igualar. Estas ventajas empiezan a ser recogidas, incluso en la normativa. La normativa AASHTO LRFD [20, 21], para el diseño en puentes, recoge como uno de sus principios básicos el que las estructuras deben ser, en la medida de lo posible hiperestáticas.

Otro aspecto que favorece la adopción de tableros continuos frente a tableros isostáticos responde a consideraciones formales, puesto que con tableros continuos es posible alcanzar esbelteces del orden de L/25, mientras que con tableros isostáticos no es fácil sobrepasar esbelteces de L/20.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

En la figura 1 se muestra un alzado del proyecto para el puente sobre el Río Bureo, Chile, que sirvió como prototipo para el diseño de los modelos a escala reducida. Esta estructura es de construcción evolutiva y está compuesta por 5 vanos, con luces de 30.00 metros en los vanos centrales y de 25.00 metros en los vanos extremos y con un tablero de 12.40 metros de ancho.

En las figuras 2 y 3 se muestran las secciones transversales de centro de vano y de apoyo intermedio de la estructura real. La sección de centro de vano, está compuesta por 4 vigas prefabricadas postensadas de 1.30 metros de canto, con una separación de 3.10 metros entre ellas, sobre la que se hormigona una losa superior continua de 0.20 metros de espesor. La sección de apoyo intermedio, está compuesta por 4 vigas prefabricadas postensadas de 1.30 metros de canto, con una separación de 3.10 metros entre ellas sobre las que se hormigona

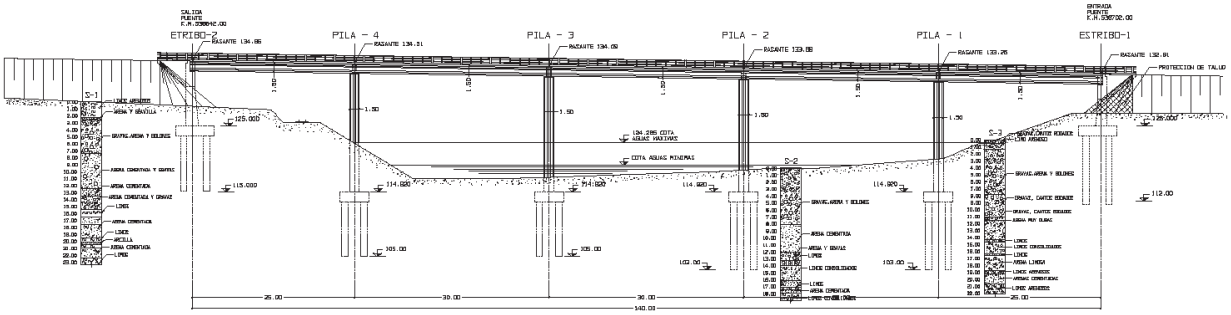


Figura 1. Alzado longitudinal del puente sobre el Río Bureo.

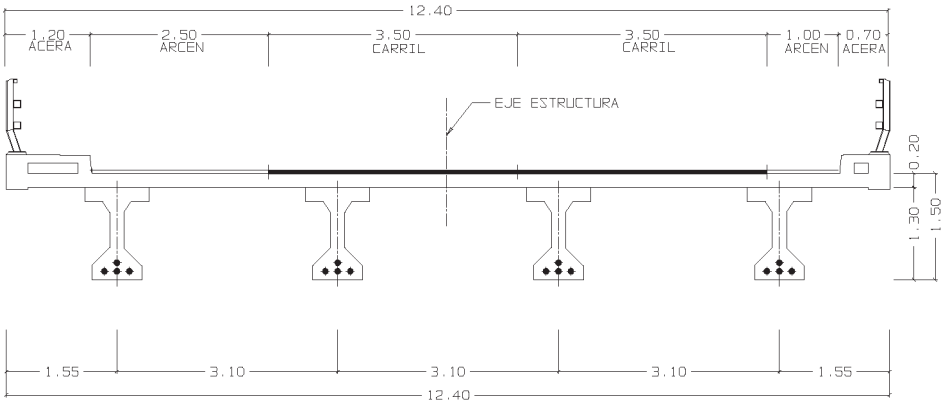


Figura 2. Sección de centro de vano del puente sobre el Río Bureo.

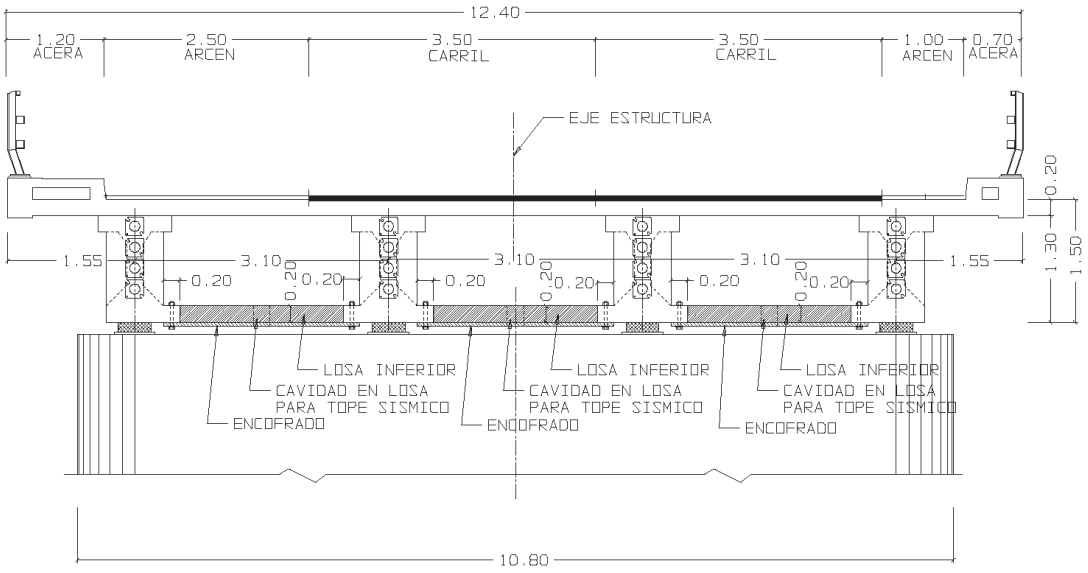


Figura 3. Sección de apoyos del puente sobre el Río Bureo.

una losa superior continua de 0.20 metros de espesor y una losa inferior de 0.20 metros de espesor y de una longitud igual al 20% de las luces de los vanos adyacentes.

La estructura ensayada es un modelo reducido simplificado, a escala 1:4 de medio tablero real. Ello da lugar a una estructura de 2 vanos de 7.50 m de luz cada uno y 1.60 m de ancho. El modelo está compuesto por 4 vigas postesas prefabricadas en el laboratorio. Posteriormente, se hormigona una losa inferior, situada en la zona del apoyo intermedio, que abarca un quinto de la luz de cada vano y una losa superior continua.

En la figura 4, se muestra la sección tipo de centro de vano, mientras que en la figura 5 se muestra la sección en la zona de apoyos.

La armadura activa de cada viga prefabricada está constituida por 3 cordones de 0.6 ". La vaina usada es de 43 mm de diámetro y sigue un trazado parabólico, simétrico, pasando por el centro de gravedad de las vigas en los apoyos y a 63 mm de la cara inferior en centro de vano.

Las características mecánicas de los materiales empleados se recogen en la tabla 1.

Tabla 1. Características mecánicas de los materiales utilizados.

MATERIAL	VIGAS	LOSA
Hormigón	HP-35	HA-35
Armadura pasiva	B500S	B500S
Armadura activa	f_{py}=1700 MPa f_{pu}=1900 MPa	

3. CRITERIOS DE DISEÑO

Para el diseño de las armaduras activas y pasivas del modelo reducido, se aplicaron las técnicas de análisis experimental de estructuras. Igualmente, se consideraron las cargas de la

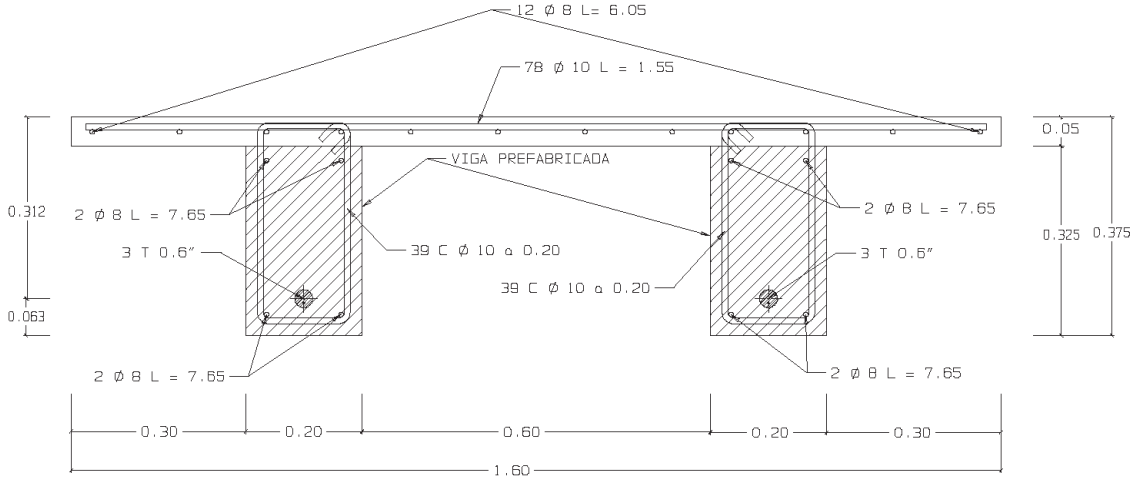


Figura 4. Sección de centro de vano del modelo.

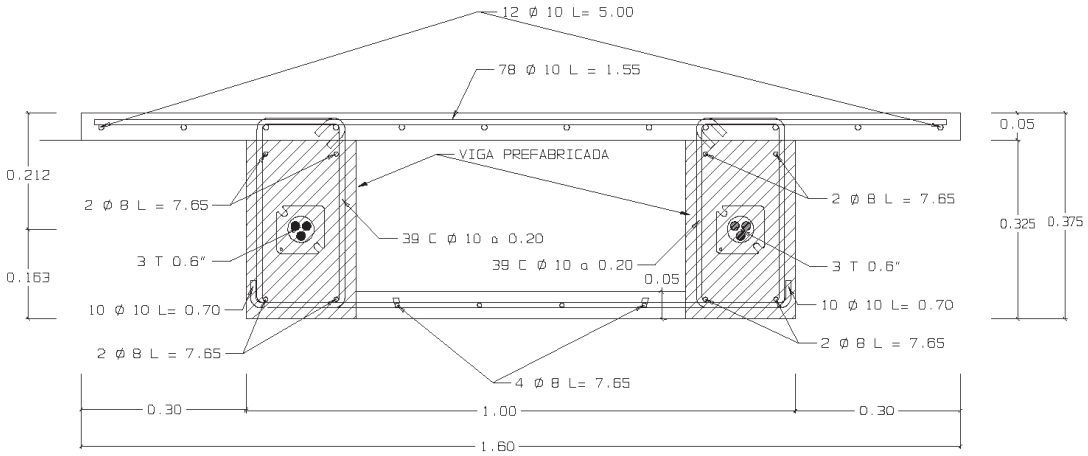


Figura 5. Sección de apoyo central del modelo.

normativa AASHTO [22] +20%, por haberse diseñado la estructura real de acuerdo a este criterio, según los requisitos de la normativa chilena.

Como los materiales utilizados en el modelo reducido son los mismos que los de la estructura real, el criterio seguido para dimensionar el modelo es mantener invariantes las tensiones. Ello permite reproducir adecuadamente el comportamiento tensional de la estructura real.

Según el análisis experimental, al tratarse de un modelo a escala 1:4 y mantenerse invariantes las tensiones [F/L^2], los factores que deben aplicarse a las cargas, para alcanzar un nivel tensional equivalente al de la estructura real son:

– carga volumétrica: multiplicar por 4;

– carga repartida: invariante;

– carga puntual: dividir por 4^2=16.

Las condiciones anteriores, obligan a introducir cargas adicionales que se cuelgan de las vigas y permiten multiplicar por 4 el peso propio del hormigón. Estas cargas se introducen antes del hormigonado de las losas superior e inferior, para representar la situación de las vigas prefabricadas en los puentes reales.

En el diseño, se ha tenido en cuenta el procedimiento constructivo, así como las redistribuciones de esfuerzos debidas a la fluencia por cambio en las condiciones de apoyo.

Las cargas consideradas fueron:

– peso propio de la viga multiplicado por 4;

– peso propio de las losas multiplicado por 4;

– carga muerta equivalente a 50 mm de pavimento de hormigón bituminoso multiplicada por 1;

– sobrecargas, de carácter excluyente:

a) sobrecarga tipo A:

sobrecarga repartida de 3.13*1.20=3,75 kN/m^2 multiplicado por 1;

carga puntual igual a 81.70*1.20=98.10 kN divididos por 16.

b) sobrecarga de camión que se toma como alternativa excluyente a la anterior (sobrecarga tipo B). Se trata de una carga de un camión de 328.00*1.20=394.00 kN divididos por 16.

4. HISTORIA DE CARGAS

La historia de cargas de los modelos es bastante compleja. Se ha tratado de simular todos los estados de carga a que esta sometida la estructura real. A continuación se describe la historia de cargas de los dos modelos ensayados: uno correspondiente al ensayo hasta rotura (E.L.U.) y otro correspondiente al ensayo diferido (E.L.S.).

4.1 Ensayo en rotura

En la tabla 2 se resume la edad del hormigón de las vigas en las distintas fases del proceso constructivo.

Tabla 2. Edades de aplicación de las cargas.

Fases	Edad [Días]
Hormigonado de vigas	0
Pretensado	15
Colgado de bloques	29
Hormigonado de losas	34
Carga de rotura	58

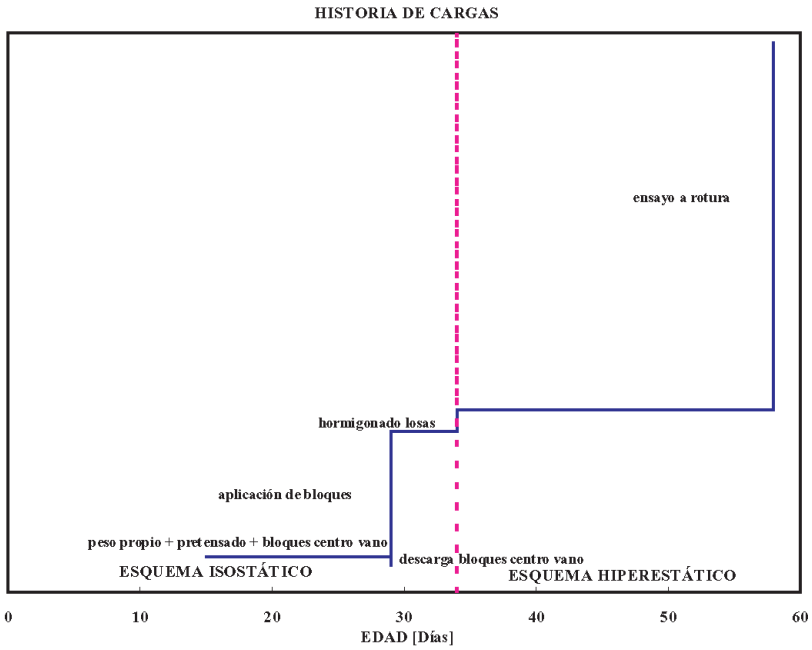


Figura 6. Esquema general de las cargas aplicadas al modelo.

En la figura 6 se representa en forma genérica la historia de cargas aplicadas al modelo con respecto a la edad de las vigas, distinguiéndose dos esquemas estructurales.

De acuerdo con el esquema estructural que presentan los modelos durante el proceso constructivo y las aplicaciones de cargas posteriores al cambio de las condiciones de apoyo se distinguen dos esquemas:

1. Isostático. Corresponde a las cargas aplicadas durante el proceso constructivo sobre la sección compuesta por cada viga independiente. Se tomaron medidas durante todo el proceso constructivo del modelo, estas cargas son similares en ambos modelos. Se aplicaron las siguientes cargas:

   – peso propio de la viga, equivalente a 1.625 kN/m por viga que se vio incrementada, al aplicarse en una longitud de 1.5 metros de la zona central, una carga provisional de 4.00 kN/m por viga durante el tesado para evitar una fisuración prematura;

   – axil de pretensado equivalente a una fuerza de tesado P_0 de 638.40 kN, aplicados desde un solo extremo de la viga. En la Tabla 3 se resumen las pérdidas instantáneas de pretensado en la sección del centro de vano de una viga;

   – peso de los bloques colgados equivalente a una carga uniforme de 13.28 kN/m por cada 2 vigas. En el caso del modelo del ensayo a rotura esta magnitud se vió disminuida a 12.17 kN/m, como consecuencia de aplicarse un bloque menos debido a la rotura de un anclaje. Tras esta operación se procedió a retirar los bloques aplicados al pretensar equivalentes a una carga de 4.00 kN/m por viga concentrados en centro de vano;

   – peso de las losas, equivalente a una carga uniforme de 2.00 kN/m distribuida a lo largo de todo el vano para el caso de la losa superior y una carga uniforme de 0.75 kN/m distribuida en la zona de continuidad equivalente a 2.00 metros a cada lado del apoyo central para el caso de la losa inferior.

En la figura 7 se representa la magnitud de las cargas aplicadas durante el proceso constructivo.

2. Hiperestático. Las cargas se aplican durante el ensayo hasta rotura sobre la sección compuesta y sobre la estructura hiperestática.

Las cargas de rotura se aplicaron mediante dos gatos que transmiten las cargas dadas por la prensa. La carga de cada gato se distribuyó mediante perfilería metálica, convirtiéndose en dos cargas puntuales separadas 2.00 metros, aplicadas en las secciones del centro de vano.

Tabla 3. Pérdidas instantáneas de pretensado en la sección del centro de vano de una viga.

P_0 [kN]	Pérdida por rozamiento [kN]	Pérdida por penetración de cuña [kN]	P [kN]
638.40	12.60	42.10	583.70

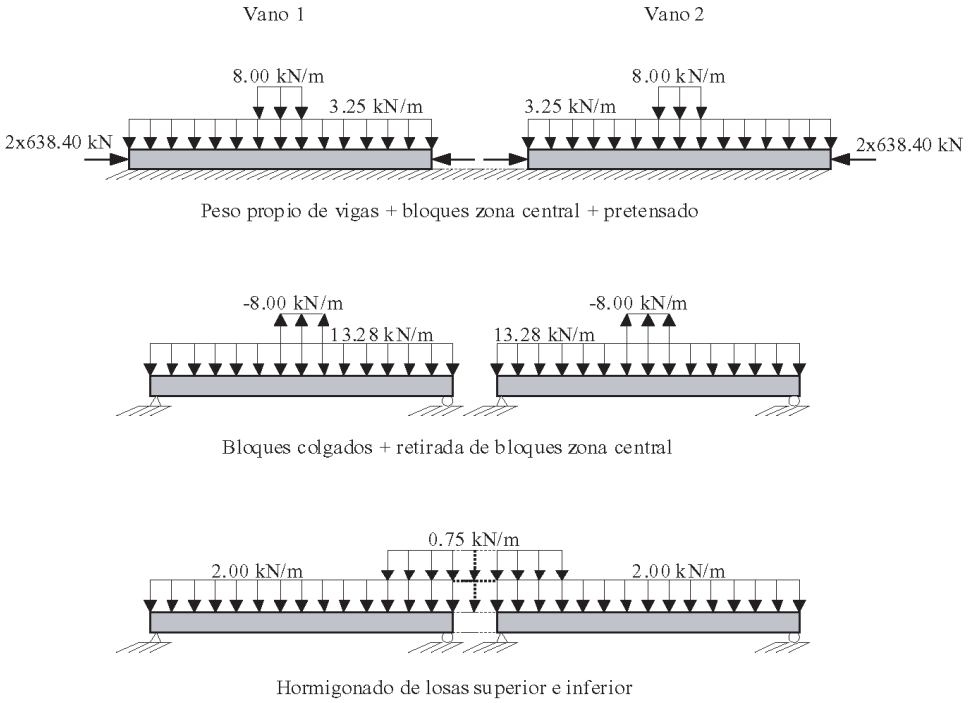


Figura 7. Magnitud de las cargas aplicadas durante el proceso constructivo (valores correspondientes a 2 vigas).

En la figura 8 se esquematiza la aplicación de estas cargas. La magnitud de la carga *P* va variando de acuerdo a la carga que se da en la prensa.

En la figura 9 se representa la historia de cargas hasta rotura en detalle. Las magnitudes de la carga *P* representadas se midieron en los gatos mediante el sistema de adquisición de datos.

Durante el ensayo se fueron incrementando las cargas por medio de la prensa. Las cargas medidas en la prensa se denominan *nominales*. Estas cargas varían una pequeña cantidad

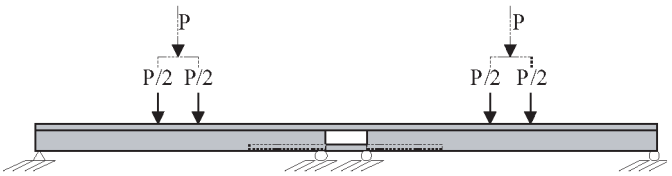


Figura 8. Aplicación de las cargas puntuales en las secciones de los centros de vano.

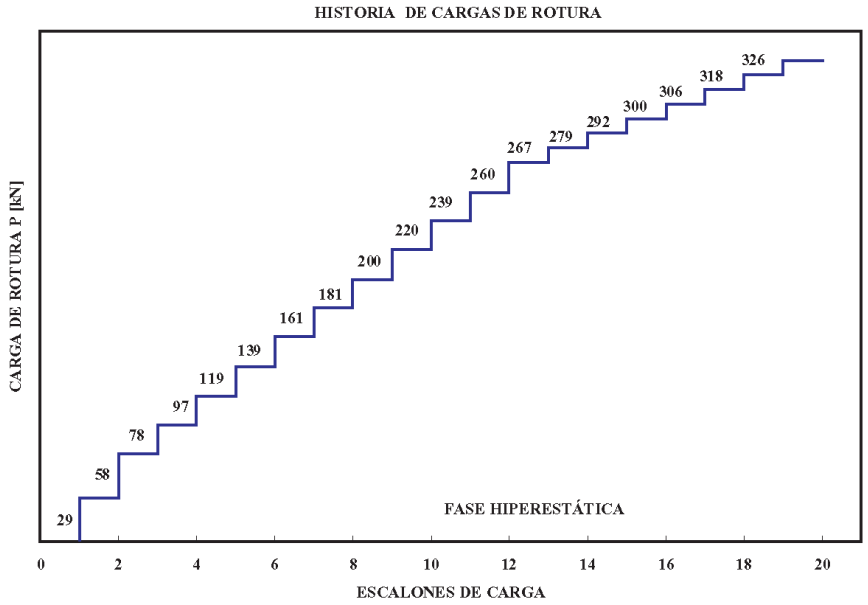


Figura 9. Historia de cargas de rotura. Esquema estructural hiperestático.

con respecto a las cargas medidas finalmente en los gatos, debido a las pérdidas que se registran en la transmisión de cargas desde la prensa hasta el punto de aplicación de las cargas.

Las primeras dos *cargas nominales* que se aplicaron fueron de 30.00 kN (29.00 kN en gato), posteriormente se aplicaron en intervalos de 20.00 kN de *carga nominal* hasta alcanzar 260.00 kN, partir de este punto se procedió a cargar a intervalos de 10.00 kN hasta alcanzar *la carga de rotura nominal* de 334.00 kN correspondiente a 326.00 kN de carga real en cada gato (carga *P* aplicada en cada sección de centro de vano del modelo).

4.2 Ensayo diferido

En la tabla 4 se resume la edad de las vigas utilizadas para el ensayo en servicio en cada fase del procedimiento constructivo.

Tabla 4. Edades de aplicación de las cargas.

Fases	Edad [Días]
Hormigonado de vigas	0
Pretensado	15
Colgado de bloques	185
Hormigonado de losas	226
Aplicación de carga muerta	288
Aplicación de sobrecarga	434
Retirada de sobrecarga	441

En la figura 10 se representa en forma genérica la historia de cargas aplicadas al modelo con respecto a la edad de las vigas, distinguiéndose dos esquemas estructurales.

Las cargas aplicadas a los modelos durante el proceso constructivo son similares, a las descritas anteriormente para el modelo utilizado en el ensayo hasta rotura.

En la figura 11 se esquematizan las cargas aplicadas al modelo hiperestático durante el ensayo diferido. A lo largo del tiempo se aplicaron las siguientes cargas:

- carga muerta, equivalente a una carga distribuida de 2.00 kN/m aplicada en toda la longitud del modelo, que representa la carga de pavimento;
- sobrecarga, equivalente a dos cargas puntuales de 13.30 kN/m separadas entre si 1.40 metros, aplicadas en cada sección del centro de vano;
- retirada de la sobrecarga aplicada.

5. DESCRIPCIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN DEL MODELO REDUCIDO

La fabricación de las vigas, así como el hormigonado de las losas, se llevó a cabo en la nave del Laboratorio de Estructuras de la E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.

El procedimiento constructivo conlleva las siguientes fases:

- hormigonado de las cuatro vigas en el suelo;
- tesado de las vigas e inyección de las vainas;
- colocación de las vigas en su posición definitiva;
- colocación de 22 bloques colgados que permiten simular el incremento de la carga volumétrica, en un factor de 4, de acuerdo con las fórmulas de análisis experimental de estructuras;

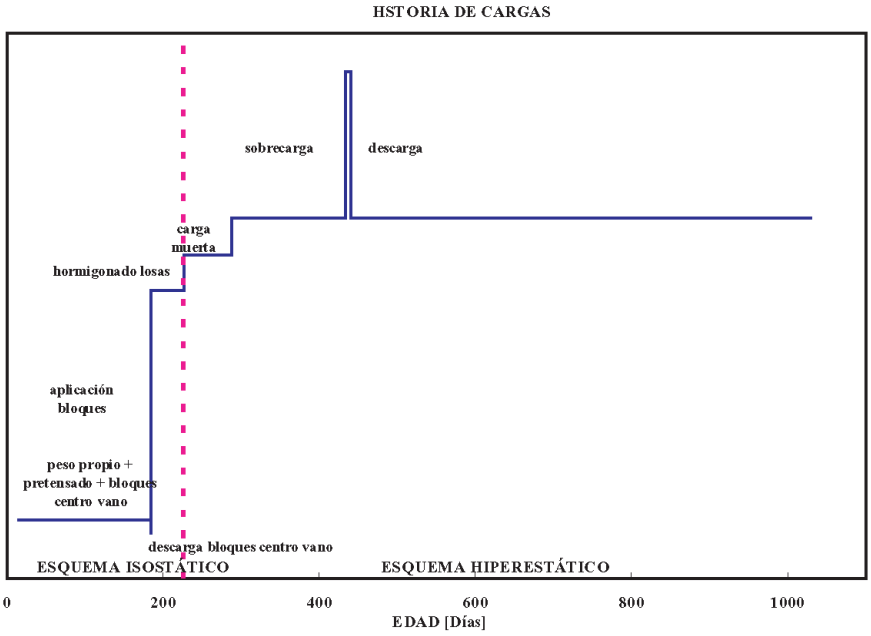


Figura 10. Esquema general de las cargas aplicadas al modelo.

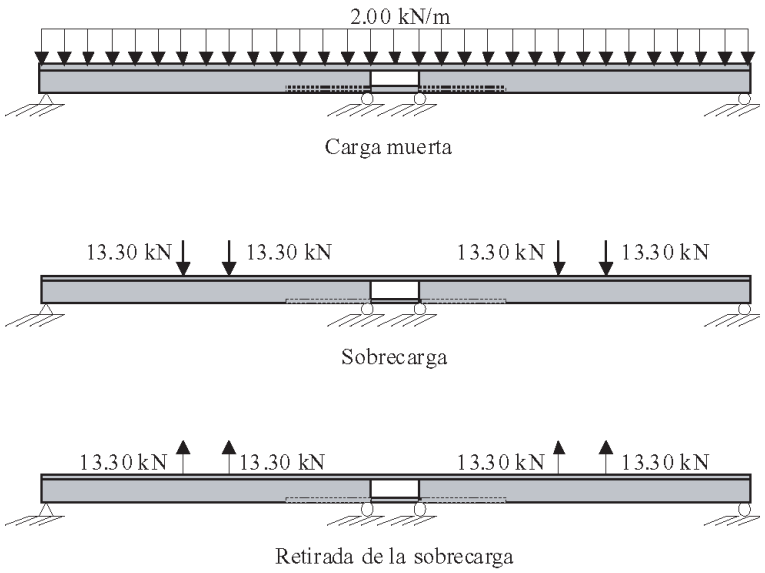


Figura 11. Magnitud de las cargas aplicadas durante el ensayo diferido.

– hormigonado de la losa inferior;

– hormigonado de la losa superior.

Como encofrado, se utilizaron planchas de madera prensada solidarizados mediante barras transversales horizontales metálicas que, a su vez, sirven de apoyo y replanteo de la vaina del pretensado.

La armadura pasiva se dispuso solidarizando, mediante alambres, los cercos a las barras ϕ8 mm de montaje longitudinales. Para garantizar los recubrimientos nominales se dispusieron separadores de plástico.

La composición de los hormigones utilizados se recoge en la tabla 5.

6. DESCRIPCIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN

La instrumentación utilizada para controlar el proceso constructivo y obtener medidas durante el desarrollo del ensayo consta de los siguientes elementos:

– galgas embebidas en el hormigón que se colocan en el paramento superior, intermedio e inferior de las vigas pretensadas en la sección del centro de vano, en la losa superior en las secciones de centro de vano y apoyo central y en la losa inferior en la sección del apoyo. También se colocan en los apoyos extremos, como control, puesto que las deformaciones en estas secciones deben ser aproximadamente nulas para cargas instantáneas. Transversalmente, se colocaron 5 galgas en las secciones instrumentadas de la losa superior y 3 galgas en la losa inferior;

Tabla 5. Dosificación de los hormigones.

	Hormigón de vigas	Hormigón de losas
Contenido de cemento [kg/m^3]	400	400
Contenido de agua [l/m^3]	160	160
Árido grueso [kg/m^3]	1100	1100
Árido fino [kg/m^3]	730	730
Relación a/c	0.40	0.40
Tamaño máximo del árido [mm]	20	20
Consistencia	Blanda	Fluida
Tipo de cemento	CEM II/A-M 42,5 R	CEM I 42.5 R/SR
Aditivos	Plastificante	Plastificante+Fluidificante RHEBUILD

– termopares, para control de la temperatura en el hormigón;

– flexímetros, colocados en centros de vano y cuartos de luz. Los flexímetros no pueden mantenerse hasta agotamiento debido a que podrían resultar dañados. Los flexímetros se retiraron cuando la flecha de las vigas superó la barrera de los 70 mm, al indicar las medidas que ya se había producido la plastificación de las secciones de centro de vano;

– bases para extensómetro mecánico en las secciones de centro de vano y sección de apoyos extremos de las vigas;

– células de carga, que miden las reacciones en los apoyos. Se utilizaron 8 células de carga (2 por viga);

– gatos, para transmitir cargas a la estructura. La estructura correspondiente al modelo 1 se llevó hasta rotura mediante dos gatos, situados en el centro de vanos. La carga de cada gato se distribuyó mediante perfilería, convirtiéndose en dos cargas puntuales separadas 2.00 metros. Para apoyar los gatos, se dispusieron dos pórticos anclados a la losa de reacción del laboratorio. En la figura 12 se muestra un esquema de la posición de los pórticos;

– equipo de adquisición de datos. Las células de carga, los gatos, la prensa y las galgas embebidas se conectaron mediante cables, cada uno a un canal de un sistema de adquisición de datos, obteniendo una lectura automática y permitiendo un seguimiento del ensayo en tiempo real.

7. RESULTADOS

En lo que sigue se resumen los principales resultados del programa experimental llevado a cabo, para más detalles ver la referencia [23].

7.1 Ensayos en rotura

El ensayo instantáneo permitió comprobar el buen funcionamiento de esta tipología estructural para estados avanzados de carga. Gracias a que tanto en la sección de momentos negativos como en la sección de momentos positivos el diseño propuesto proporciona una cabeza de compresión amplia, la carga última medida se asemeja considerablemente a la carga que se obtiene si se aplica un análisis plástico. A este comportamiento contribuye también de forma decisiva el confinamiento que proporciona a la losa inferior la presencia de las vigas a las que está unida mediante armadura de rasante. En este sentido cabe destacar que se midieron deformaciones de compresión en la losa superiores a 0.6% al producirse la rotura del modelo como se muestra en la figura 13.

En la figura 14 se muestra la evolución del incremento de las deformaciones medias de las secciones de centros de vano. Se observa que las deformaciones de las fibras superiores son moderadas del orden de las –700 με en compresión. Estos valores ponen de manifiesto que se trata de una rotura que no se produce por el hormigón de la losa puesto que los valores obtenidos quedan lejos de las –3500 με que se utiliza en los cálculos teóricos de secciones sometidas a flexión. Para el caso de las fibras inferiores, se observa que tienen un comportamiento lineal hasta un momento de aproximadamente 126.00 kN-m, que coincide aproximadamente con el momento de fisuración teórico de 128.02 kN-m calculado teniendo en cuenta el estado tensional previo. A partir de este momento las deformaciones aumentan de manera más acusada hasta alcanzar un momento de 373.00 kN-m el centro de vano 1 y de 362.00 kN-m el centro de vano 2. Las deformaciones que alcanzan son muy grandes (aunque en la figura no se representan las predeformaciones debidas al proceso constructivo que son comparativamente reducidas). Para estos valores de deformaciones queda claro que tanto la armadura de pretensar como las armaduras pasivas traccionadas se encuentran plastificadas.

En la figura 15, se muestra el diagrama momento-carga de las secciones de centros de vano y de apoyo central. Como se

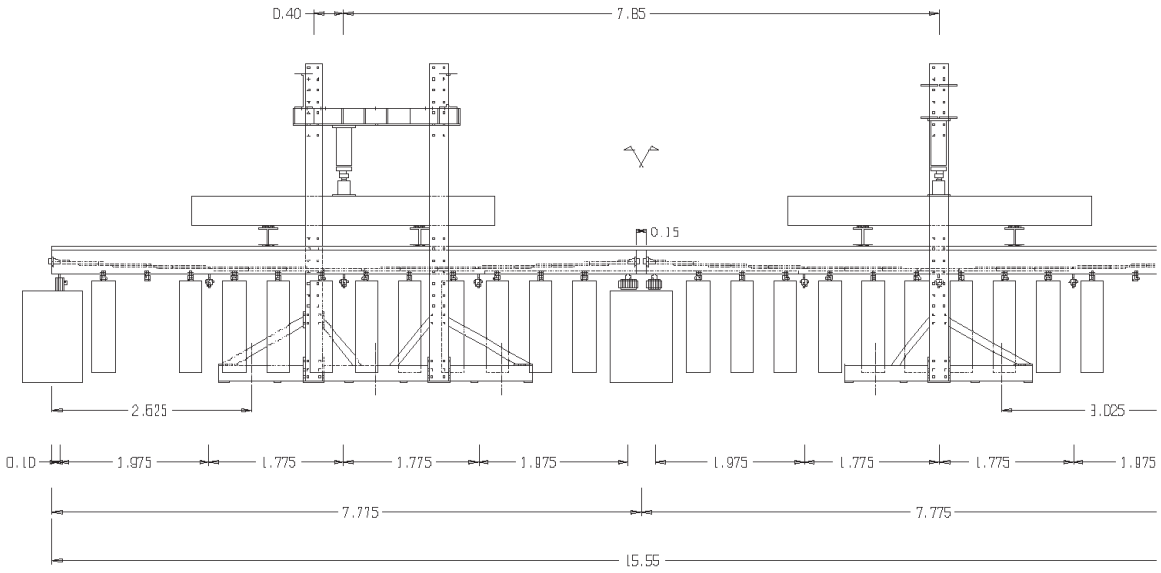


Figura 12. Esquema de posición de los pórticos y gatos que transmiten la carga.

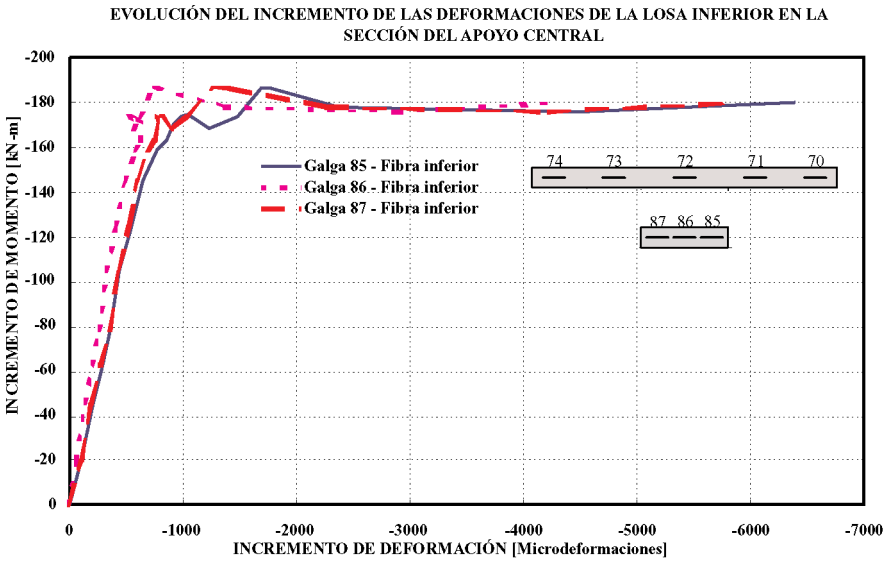


Figura 13. Evolución del incremento de las deformaciones de la losa inferior en la sección del apoyo central.

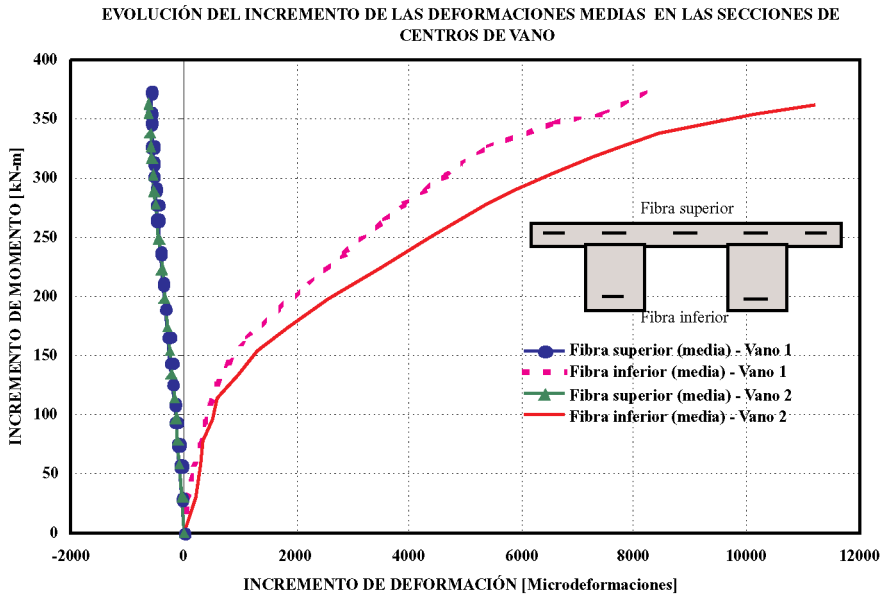


Figura 14. Evolución del incremento de las deformaciones medias en las secciones de los centros de vano.

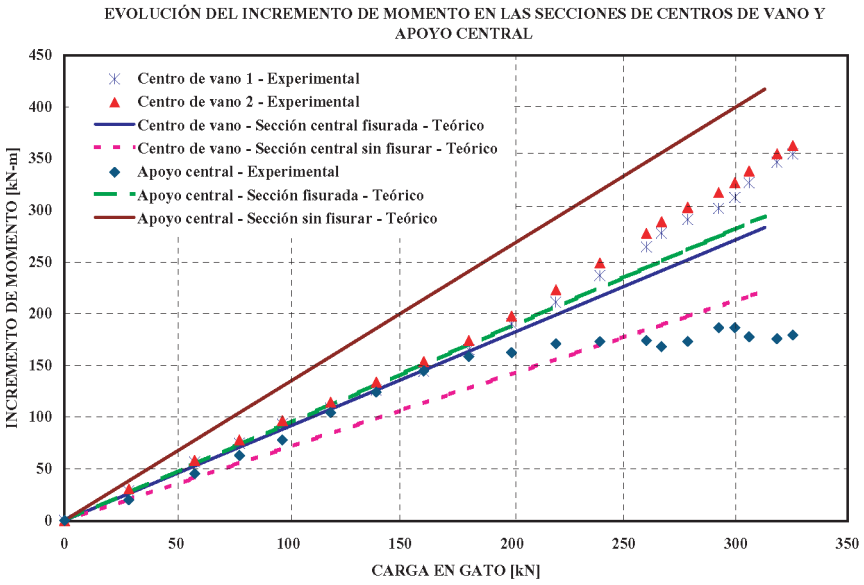


Figura 15. Evolución del diagrama momento–carga en las secciones de centros de vano y apoyo central.

puede observar, debido a la temprana fisuración del apoyo central, el momento del apoyo y del centro de vano son prácticamente iguales hasta los 160.00 kN de carga en el gato. A partir de este momento, y debido a la plastificación del acero en la sección del apoyo, el incremento de momento en el apoyo se estabiliza, mientras que el momento de centro de vano crece con mayor rapidez en función de la carga. Este comportamiento indica claramente la formación de una rótula plástica en la sección del apoyo. Cuando la carga por vano alcanza 270.00 kN, se empieza a plastificar el centro de vano. La rotura de la estructura se produce para una carga total medida en el gato de 326.00 kN.

En la misma figura, se representan los momentos que se obtendrían en un cálculo lineal con la sección de apoyos no fisurada y con la misma sección fisurada. Como puede verse, sin fisuración el momento del apoyo es considerablemente mayor que el momento de centro de vano. Esta diferencia, sin embargo, se reduce considerablemente al fisurarse el apoyo, igualándose prácticamente los dos momentos. Este hecho lo recogen tanto los datos del ensayo como los datos del cálculo lineal teórico, considerando la rigidez fisurada del apoyo.

Si se calcula la carga de rotura del modelo mediante un cálculo plástico se tiene los siguientes resultados que apoyan la validez de este análisis. Considerando un momento último en negativos de 170.81 kN-m, se obtiene una carga de plastificación de la sección de apoyos de P=182.39 kN. Para que la sección del centro de vano se plastifique, la carga P se tiene que incrementar en ΔP. La sección del centro de vano se plastifica cuando el momento debido a la suma del peso propio (132.59 kN-m), P e ΔP supera el momento último en esta sección que es igual a 474.08 kN-m (calculado con un valor medio de tensión última del pretensado de 1825 MPa). Plastificada la sección del apoyo el modelo se comporta como dos vigas isostáticas, por lo tanto, el momento en la sección del centro de vano debido al incremento de carga es 128.05 kN. La carga de rotura del modelo es P=182.39+128.05= 310.44 kN frente a un valor experimental de 326.00 kN (es decir un 5% mayor). Estos números demuestran la aplicabilidad del cálculo plástico a un problema como el analizado en este trabajo.

En las figuras 16 y 17, se muestran los diagramas momento-curvatura experimentales de las secciones de centros de vano y de apoyo central.

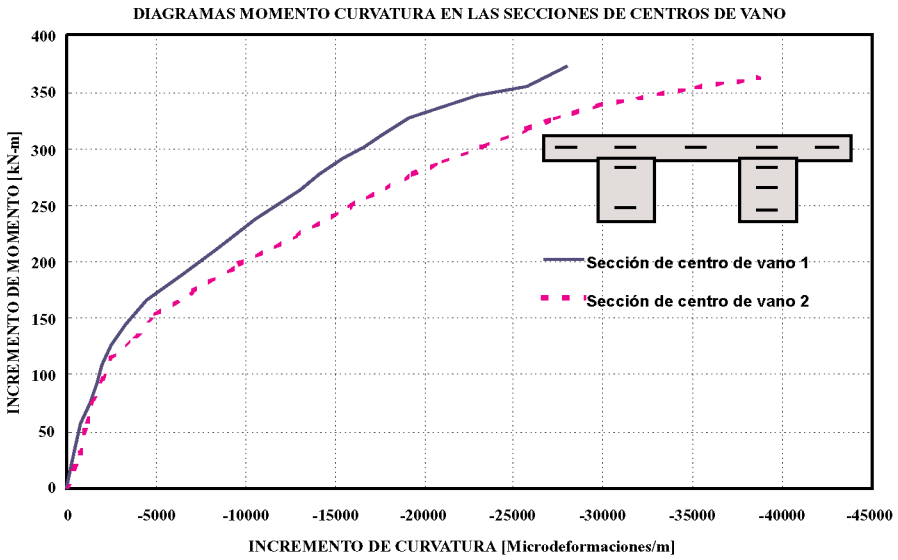


Figura 16. Diagramas momento-curvatura en las secciones de centros de vano.

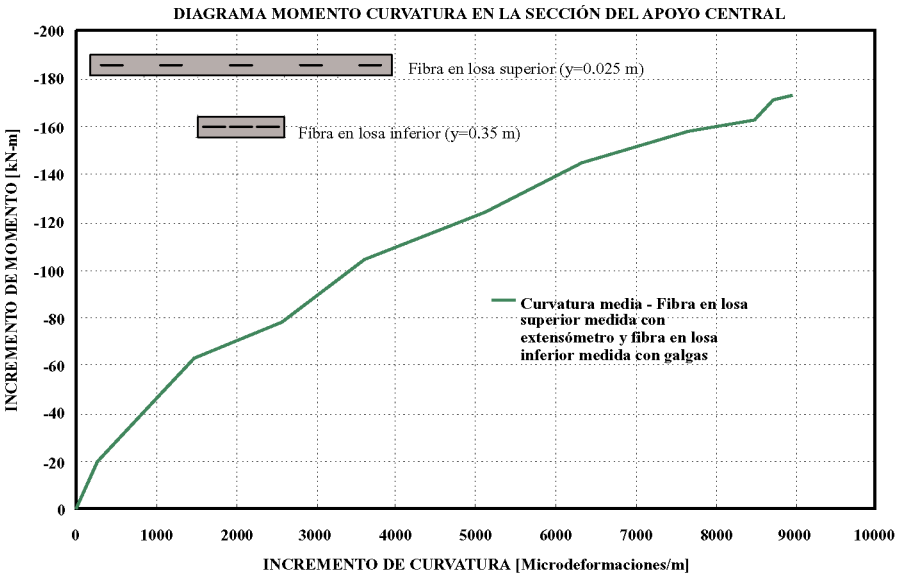


Figura 17. Diagrama momento-curvatura en la sección del apoyo.

Para el caso de la sección del centro de vano 1, se observa que mantiene su rigidez bruta hasta alcanzar un incremento de momento de 165.00 kN-m, equivalente a 181.00 kN de carga en el gato. La sección del centro de vano 2, mantiene su rigidez bruta hasta alcanzar un incremento de momento de 154.00 kN-m, equivalente a 161.00 kN de carga en el gato. A partir de estos puntos, en ambos vanos, la rigidez se reduce en las secciones centrales alcanzando la rotura para un incremento de momento de 373.00 kN-m para el vano 1 y 362.00 kN-m para el vano 2.

Para el diagrama momento-curvatura de la sección del apoyo central se consideran los valores de deformaciones de la fibra superior obtenidos con el extensómetro mecánico debido a que al fisurarse la losa y al ser la medida embebida puntual, la medida registrada en la galga depende del patrón de fisuración. Utilizando las medidas hechas con extensómetro mecánico se obtiene un valor medio mucho más representativo del estado deformacional de la fibra en cuestión debido a que se utilizan 3 bases de medida con una longitud total de 60 cm. Para la fibra inferior se consideran las medidas con galgas embebidas debido a que las medidas con extensómetro mecánico ubicadas en los extremos de las vigas no registran adecuadamente las compresiones de la losa inferior, debido a que en dicho punto no se ha producido todavía la difusión de las compresiones desde la losa hasta la viga. La sección de apoyo se fisura para una carga pequeña y se plastifica para un momento de 170.00 kN-m, momento que se mantiene hasta la rotura. En el gráfico no se representa la curvatura hasta la rotura de la sección debido a que las medidas con extensómetro mecánico se efectuaron hasta un cierto escalón de carga por razones de seguridad.

La rotura del modelo se produjo por la sección del apoyo central, por compresión en la losa inferior. La propia rotación de la sección del apoyo contribuyó a la rotura generando un *empuje al vacío* en la losa. En la foto 1 se muestra la rotura por compresión de la losa inferior.

7.2 Ensayo diferido

Durante más de tres años, se midió la evolución de las deformaciones a lo largo de todo el modelo y las flechas en las secciones de centro de vanos y cuartos de luz. Igualmente se midió la deformación de retracción y la función de fluencia a nivel de probeta. Una de las conclusiones que se puede sacar de estos resultados y que se ve respaldada por otros estudios [24] es que los modelos reológicos de mayor difusión proporcionan en ocasiones una estimación bastante burda de las deformaciones reales. En las figuras 18 y 19 se muestran una instancia de esta tendencia para la deformación de retracción y para la función de fluencia. Esta circunstancia se da tanto para el hormigón de la losa como para el hormigón de las vigas. En ambos casos los modelos teóricos subestiman por un factor de dos los valores experimentales.

Esta circunstancia merece una reflexión acerca del cálculo en servicio de las estructuras de hormigón. Así como en general, se adopta en el cálculo el valor característico de las acciones (incluyendo el caso de otras deformaciones impuestas como la temperatura) la práctica profesional normal acepta para el análisis de las deformaciones reológicas un valor que dista mucho de ser un valor característico.

En la figura 20 se representa la evolución a lo largo del tiempo de las deformaciones en la fibra superior e inferior de la sección de apoyo. En esta figura se observa cómo la variación de deformación diferida en la fibra inferior es importante mientras que en la fibra superior ésta es muy pequeña debido a la fisuración. Este resultado apoya la hipótesis simplificada propuesta por J. Murcia [25] para el análisis de las deformaciones diferidas de secciones armadas, que supone que entre tiempo cero y tiempo infinito el plano de deformaciones pivota en torno a la fibra de la armadura traccionada.

Otro resultado experimental de interés de los ensayos diferidos corresponde a la comparación entre flechas medidas uti-



Foto 1. Rotura por compresión de la losa inferior.

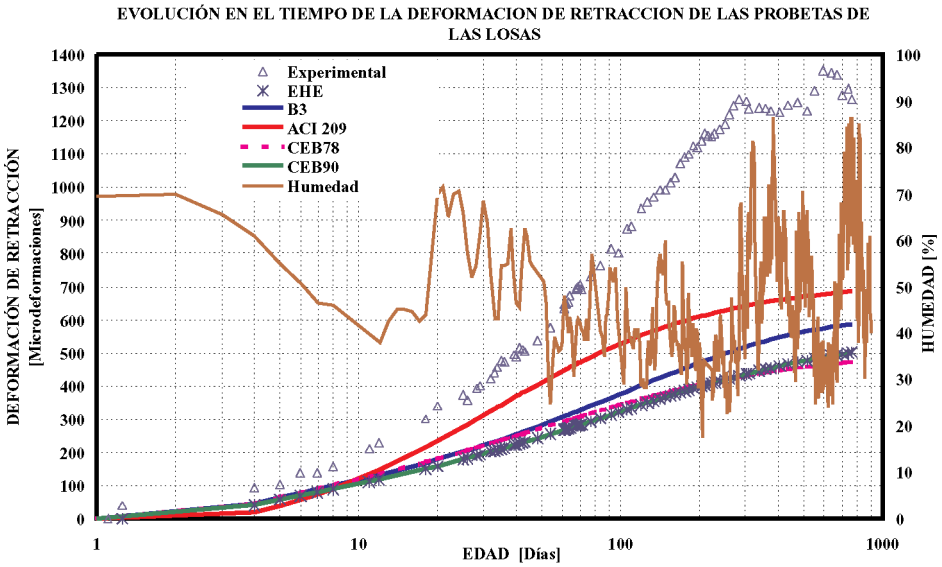


Figura 18. Deformación de retracción del hormigón de las losas.

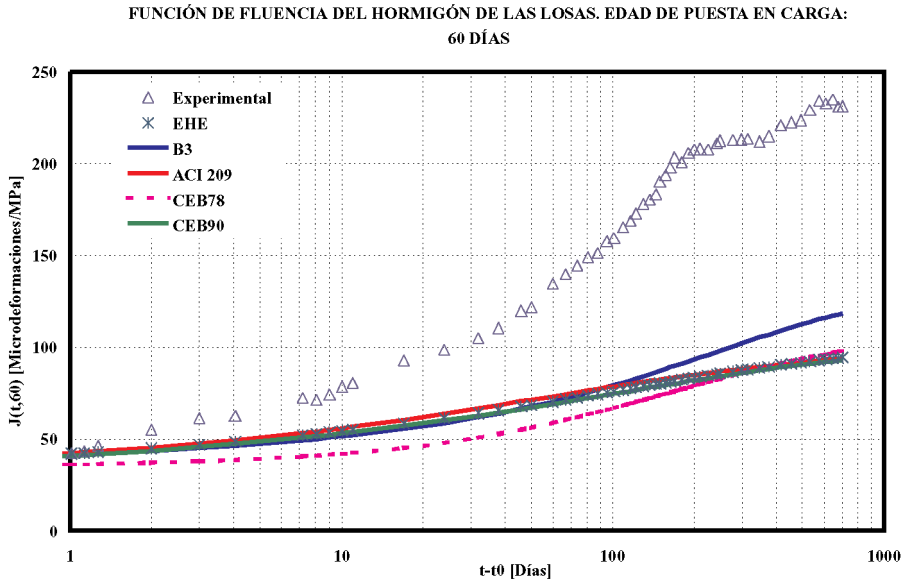


Figura 19. Función de fluencia del hormigón de las losas.

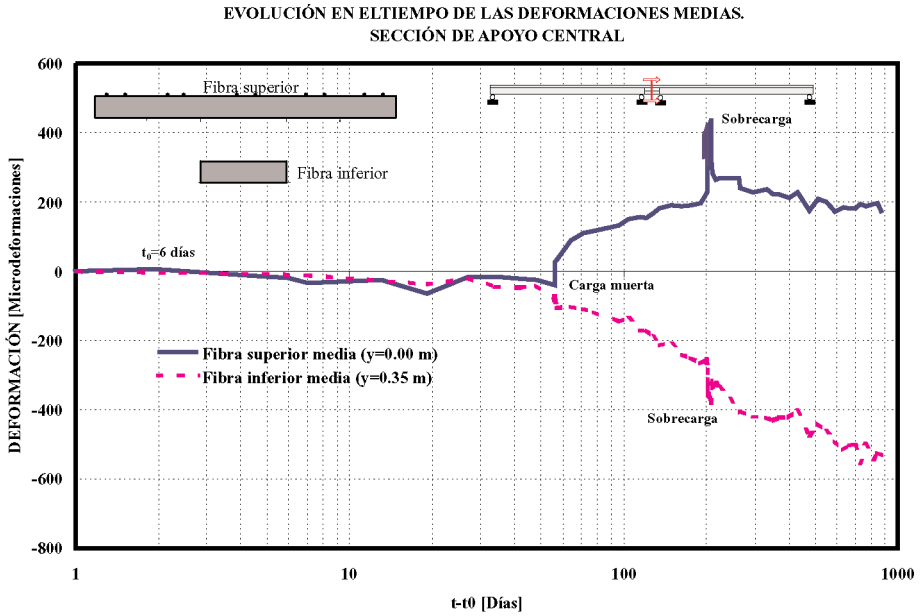


Figura 20. Evolución en el tiempo de las deformaciones medias en la sección del apoyo central.

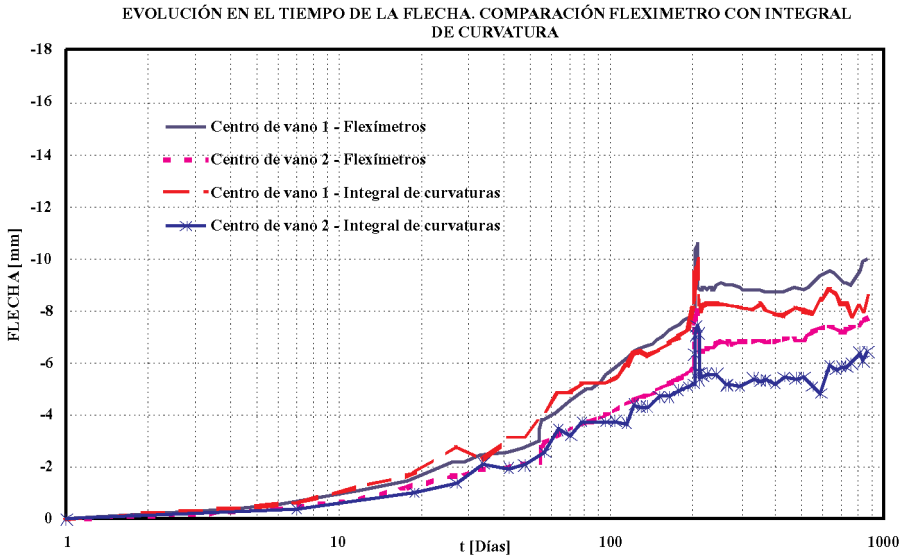


Figura 21. Evolución en el tiempo de la flecha total en las secciones de centros de vano. Flexímetros e integral de curvaturas.

lizando los flexímetros y la flecha estimada a partir de la doble integral de curvaturas (medidas utilizando extensómetro mecánico, figura 21).

En este caso, como en otros estudios [24], se obtiene una gran concordancia entre ambos resultados experimentales, lo cual supone una garantía en lo referente a la calidad de las medidas.

8. CONSIDERACIONES FINALES

De toda la discusión anterior se puede destacar los siguientes aspectos:

- Las estructuras hiperestáticas resultan preferibles desde el punto de vista funcional y desde el punto de vista de la seguridad a las estructuras isostáticas, puesto que permiten un aumento de las esbelteces (o a igualdad de esbeltez, una disminución de las deformaciones) y un aumento de la seguridad.

- El ensayo llevado a cabo demuestra el buen funcionamiento del sistema propuesto. Las secciones de apoyo y de centro de vano resultan muy dúctiles debido a que ambas cuentan con una cabeza de compresión importante. Ello permite aprovechar las reservas de seguridad existentes.

- El sistema propuesto es sencillo, no supone un incremento importante de los costes de construcción, respecto de una solución isostática más tradicional.

- Los resultados obtenidos tienen un alto grado de fiabilidad debido a que se ha demostrado la coherencia de los resultados comparando las medidas de las deformaciones con extensómetro mecánico y galgas embebidas.

8.1 Comportamiento en rotura

- La ductilidad real de la sección del apoyo central resulta mayor que el valor teórico debido a que el hormigón soporta deformaciones mayores que las teóricas (2% en compresión pura, 3.5% en flexión). Este hecho se explica, en parte porque los valores adoptados por la normativa son conservadores y en parte por el confinamiento lateral que proporciona la presencia de las vigas.

- El ensayo demuestra que la solución propuesta para dar continuidad a los puentes isostáticos de vigas prefabricadas *in situ* resulta adecuada a efectos de su comportamiento en estado límite último. La estructura resultante tiene una mayor seguridad que la nominal gracias a que las secciones son dúctiles.

- Al instrumentar secciones en las que se puede producir fisuración, resulta de gran importancia disponer de numerosos puntos de medida en torno a la fibra traccionada de la misma sección, con objeto de poder obtener un valor razonable de la deformación media evitando medir ya sea solamente la deformación en la sección de la fisura o solamente la deformación entre fisuras.

8.2 Comportamiento en servicio

- El ensayo en servicio demuestra que al diseñar este tipo de estructuras, resulta conveniente tener en cuenta la diferencia de rigideces entre la sección de apoyo y la de centro de vano, debido a la temprana fisuración de la sección de apoyo y a la ausencia de fisuración (o fisuración limitada) de la sección de centro de vano pretensada. Esta diferencia modifica considerablemente la distribución de esfuerzos en servicio.

- Tanto para el hormigón de las vigas como para el hormigón de las losas se obtienen valores que se encuentran en el límite superior de los órdenes de magnitud tanto para la deformación de retracción como para la función de fluencia. Sin embargo estas medidas han sido tomadas con una instrumentación (extensómetro mecánico) calibrada a diario y cuya fiabilidad ha sido demostrada en numerosas ocasiones. Se comprueba que se tratan de valores muy altos, situados en la zona supe-

rior del orden de magnitud habitual, pero no de valores inverosímiles.

– También se pone de manifiesto la dificultad inherente de la predicción de las deformaciones reológicas del hormigón, debido en parte a la gran cantidad de parámetros que afectan a su valor. Tal es el caso de obtener mayor retracción última para el hormigón de la losa que el de la viga, a pesar de tener el primero mayor resistencia según los ensayos de compresión.

– Los resultados experimentales revelan las incertidumbres que existe en torno a las deformaciones reológicas, siendo evidente el distinto comportamiento en términos cuantitativos, de los vanos 1 y 2 del modelo.

– Se debe destacar que, en cualquier caso, la experimentación sigue siendo clave en el avance del conocimiento debido a las grandes incertidumbres que persisten en la cuantificación de los parámetros que afectan al comportamiento de este tipo de estructuras.

9. BIBLIOGRAFÍA

[1] Ariel Pérez, Gustavo. *Estudio experimental y numérico del comportamiento en servicio y rotura de puentes continuos prefabricados monoviga.* Tesis Doctoral dirigida por Antonio Marí Bernat, presentada en la ETS de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, 2000.

[2] Ariel Pérez, Gustavo. *Estudio experimental y numérico del comportamiento en servicio y rotura de puentes continuos prefabricados monoviga bajo cargas de servicio.* Hormigón y Acero Nº 211. 1999.

[3] Ghali Amin, Elbadry Mandouth M. *Serviceability design of continuous prestressed concrete structures.* PCI Journal, Vol. 34, Nº 1, January-February 1989.

[4] Tadros Maher, Ficenec Joseh, Einea Amin, Holdsworth. *A new technique to create continuity in prestressed concrete members.* PCI Journal, Vol. 38, Nº 5, September/October 1993.

[5] Mattock Alan. *Problems and solutions: continuous prestressed concrete beams.* PCI Journal, Vol. 42, Nº 3, May-June 1997.

[6] Ian Gilbert R., Andrew Bradford Mark. *Time-dependent behavior of continuous composite beams at service loads.* Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 121, Nº 2, February, 1995.

[7] Dezi Luigino, Leoni Graziano, Tarantino Angelo Marcello. *Time-dependent analysis of prestressed composite beams.* Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 121, Nº 4, April 1995.

[8] Lopes Sérgio M. R., Harrop J., Gamble A. E. *Study of moment redistribution in prestressed concrete beams.* Journal of Structural Enginnering, ASCE, Vol. 123, Nº 5, May 1997.

[9] Lounis Z., Mirza M. S., Cohn M. Z. *Segmental and conventional precast prestressed concrete I-bridge girders.* Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol. 2, Nº 3, August 1997.

[10] Campbell T. I., Kodur K. R. *Study of moment redistribution in prestressed concrete beams.* Journal of Structural Enginnering, ASCE, Vol 125, Nº 3, March 1999.

[11] Gutiérrez Sergio, Cudmani Roberto, Danesi Rodolfo. *Time-dependent analysis of reinforced and concrete members.* ACI Structural Journal, Vol. 93, Nº 4, July-August 1996.

[12] Stark J, Brekelmans J. *Plastic design of continuous composite slabs.* Structural Engineering International, IABSE, Vol. 6, Nº 1, February 1996.

[13] Couchman Graham, Lebet Paul-Jean. *A new design method for continuous composite beams.* Structural Engineering International, IABSE, Vol. 6, Nº 2, May 1996.

[14] Pisanty Avraham, Regan Paul. *Redistribution of moments from serviceability to ultimate limit state.* Structural Engineering International, IABSE, Vol. 8, Nº 1, February 1998.

[15] Valdéz López Manuel. *Comportamiento durante construcción y bajo cargas permanentes de puentes continuos prefabricados de hormigón*. Tesis Doctoral. E.T.S.I Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, 1997.

[16] Murcia Vela Juan, Herkenhoff Coelho Luiz. *Análisis en el tiempo de puentes continuos de hormigón construidos a partir de elementos prefabricados*. Hormigón y Acero Nº 192, 1994.

[17] Burón Maestro Manuel, Peláez Ruiz Miguel. *Puentes continuos prefabricados*. *Realizaciones*. Hormigón y Acero Nº 192, 1994.

[18] Murcia Vela Juan. *Aproximaciones analíticas del comportamiento en el tiempo de puentes continuos de hormigón construidos mediante elementos prefabricados*. Hormigón y Acero Nº 193, 1994.

[19] Valdéz López Manuel, Marí Bernat Antonio, Valero López Ignacio, Montaner Fragüet Jesús. *Estudio experimental de un puente continuo, prefabricado, de hormigón pretensado*. Hormigón y Acero Nº 207, 1998.

[20] American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.* 1998.

[21] American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.* 1999 Interim.

[22] American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO. *Standard Specifications for Highway Bridges.* 1992.

[23] Sánchez Pérez, Mirián. *Comportamiento diferido del hormigón estructural considerando la no-linealidad mecánica. Estudio teórico y experimental.* Tesis Doctoral. E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. 2002.

[24] Pérez Caldentey, Alejandro. *Comportamiento en servicio del hormigón estructural. Estudio teórico y experimental.* Tesis Doctoral. E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. 1996.

[25] Murcia Vela, Juan. *Análisis diferido en servicio de secciones en T y en cajón de hormigón armado. Factor práctico para el cálculo de flechas diferidas.* Hormigón y Acero Nº 183. 2do Trimestre de 1992.

10. AGRADECIMIENTOS

Esta investigación ha sido posible gracias a la colaboración de las siguientes empresas: ACEROS PARA LA CONSTRUCCIÓN, HYMPSA, IECA y TECPRESA.

También los autores desean manifestar su agradecimiento a Laura Granda San Segundo por su activa participación en los ensayos.

Ensayo en rotura de dos vigas hiperestáticas postesas. Resultados experimentales y teóricos

Ultimate bearing capacity of two prestressed continuous beams. Experimental and theoretical results

Alejandro Pérez Caldentey

Hugo Corres Peiretti

Mirián Sánchez Pérez

José Torrico Narváez

E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Unidad Docente de Hormigón Estructural
Universidad Politécnica de Madrid

RESUMEN

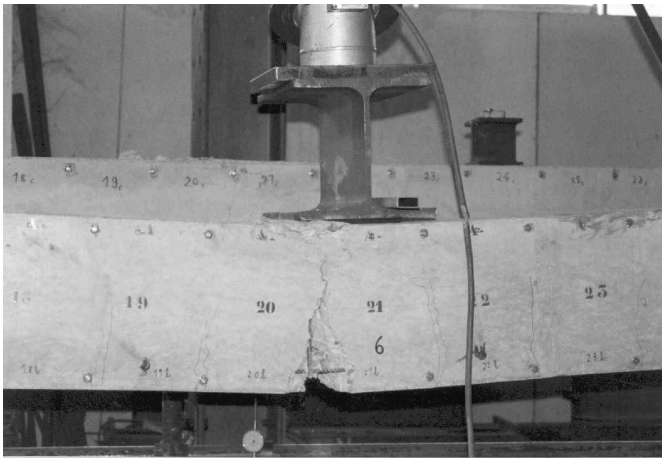
En este trabajo, se presentan los resultados experimentales correspondientes al ensayo hasta rotura de dos vigas pretensadas hiperestáticas. Estas vigas fueron el objeto, durante un período de tres años, de un estudio teórico y experimental del comportamiento en servicio de este tipo de estruturas [2]. Este estudio tiene interés porque los resultados obtenidos pueden aplicarse al caso de puentes losa pretensados. El ensayo hasta rotura, que supone la última fase del estudio, ha permitido verificar la gran ductilidad de este tipo de estructuras. Una consecuencia de esta ductilidad es la plena aplicabilidad del cálculo plástico a estos casos. El ensayo también ha servido para contrastar un modelo seccional para la simulación del comportamiento de secciones genéricas desarrollado como parte de los trabajos de la referencia [4].

SUMMARY

In this paper the results of tests carried out to evaluate the ultimate bearing capacity of two prestressed concrete beams are presented. These tests are the last phase of a theoretical and experimental programme whose first phase [2] was the study under serviceability conditions during a period of 3 years of this type of structure. Such a study is of interest because its results can be applied to the design of prestressed concrete bridges. The main conclusion of the tests is that this type of structure shows great ductility and that, as a consequence of this fact, a plastic estimation of the bearing capacity is fully justified. The tests have also allowed the testing of a non linear sectional model for the simulation of the behaviour of generic cross sections made from material with generic constitutive laws, developed as part of the works described in reference [4].

1. INTRODUCCIÓN

En este trabajo se presentan los principales resultados del ensayo en rotura de dos vigas hiperestáticas de hormigón pretensado. Estas vigas se fabricaron en el marco de un convenio entre la Dirección General de Carreteras y la Funda-



ción Agustín de Bethancourt de la E.T.S.I de Caminos Canales y Puertos de Madrid. El objetivo de este convenio era el estudio del comportamiento en servicio de este tipo de estructuras. Estas vigas, de dos vanos de 8.00 metros de luz cada uno y una sección de 40 x 30 (b x h) cm^2, se dimensionaron con una esbeltez similar a los puentes losa postesos y se sometieron a una historia de cargas compleja que intentaba simular la aplicación de una carga muerta, una sobrecarga y un descenso de apoyos. Se midieron a lo largo de tres años las flechas y deformaciones en toda la longitud de estos elementos. La primera viga, VH1, se diseñó con un pretensado total, de tal forma que no se fisurara para la sobrecarga máxima. La segunda viga, VH2, se diseñó con un refuerzo de armadura pasiva (3 ϕ20) en el apoyo central y fue sometida a una sobrecarga, utilizando un gato que permitió fisurar la sección en el eje de apoyo con objeto de estudiar el comportamiento de una estructura con un pretensado en clase III, de acuerdo con la nomenclatura de la EP-80[1], vigente en el momento de la realización de estos trabajos. Los resultados principales de estos ensayos han quedado recogidos en las referencias [2] y [3].

En este artículo se presentan los principales resultados del ensayo en rotura de estas vigas, un aspecto no incluido en el convenio pero que ha permitido demostrar la gran seguridad de este tipo de elementos por su capacidad para redistribuir los momentos flectores. Este trabajo debe entenderse como un trabajo que permita la difusión de conclusiones que no son nuevas pero que están poco difundidas en el mundo de la práctica profesional y que pueden ayudar a los proyectistas a evaluar y entender mejor el comportamiento real de las estructuras de hormigón. En este sentido se presentan algunas reflexiones relativas a la seguridad real de este tipo de estructuras en comparación a su seguridad nominal, a través de la cuantificación, para este caso particular, de la reserva de seguridad que tiene la estructura por su carácter hiperestático y por la sobreresistencia de los materiales respecto de lo considerado en proyecto de acuerdo con la normativa vigente.

Por último se incluye también la contrastación mediante los resultados de estos ensayos del modelo seccional FHdc desarrollado como parte de los trabajos de la Tesis doctoral de M. Sánchez [4].

2. DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS

En la figura 1 se muestran las dimensiones de las vigas así como la situación de la instrumentación utilizada.

Se disponen bases extensométricas a lo largo de toda la viga, aunque durante el ensayo solo se midieron en la zona de centro de vano y en el apoyo central. Con objeto de poder disponer de un valor medio de la deformación, se midieron 3 bases contiguas en cada sección estudiada (apoyo central y centros de vano) disponiendo de una base de medida total de 60 cm, suficiente para que la medida no quede alterada por la fisuración local. Adicionalmente, se dispusieron galgas pegadas a la superficie del hormigón en las secciones de centro de vano y apoyos. Estas galgas proporcionaron resultados fiables en la cara comprimida y en la cara traccionada hasta el momento de la fisuración. A partir de entonces estas galgas tienden a subestimar la deformación (si la fisuración se produce fuera de su longitud) o sobreestimarla groseramente (si la fisuración se produce en coincidencia con las galgas, en cuyo caso la galga puede romperse).

También se midieron las flechas en una serie de puntos, incluyendo centros de vano y cuartos de luz. Se dispusieron dos flexímetros próximos al apoyo con objeto de obtener el giro en el apoyo central y otros cuatro en las caras verticales correspondientes al final de las vigas. Estos flexímetros permitieron obtener el giro y el desplazamiento en los apoyos extremos (ver foto 1).

Por último se dispusieron 3 células de carga, una para medir la reacción en el apoyo central y otras dos para medir la carga transmitida por los gatos a la estructura (ver foto 2).

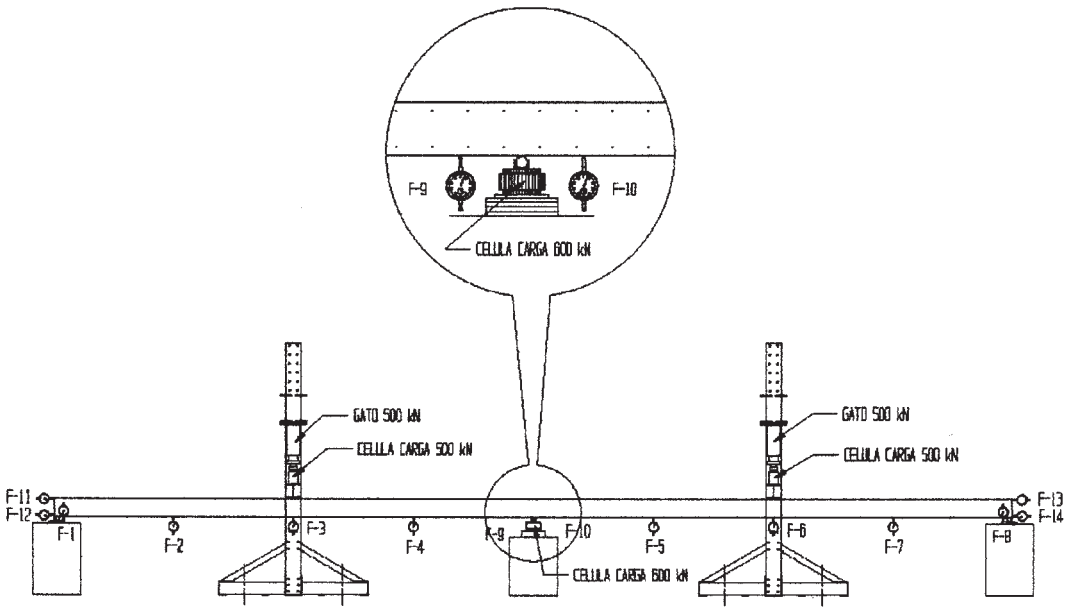


Figura 1. Esquema del ensayo en rotura.

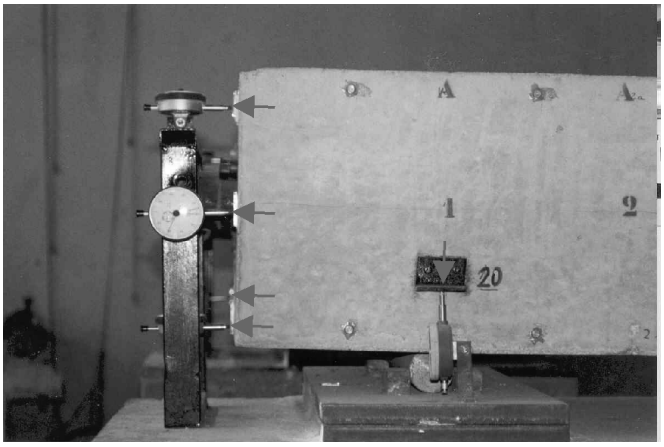
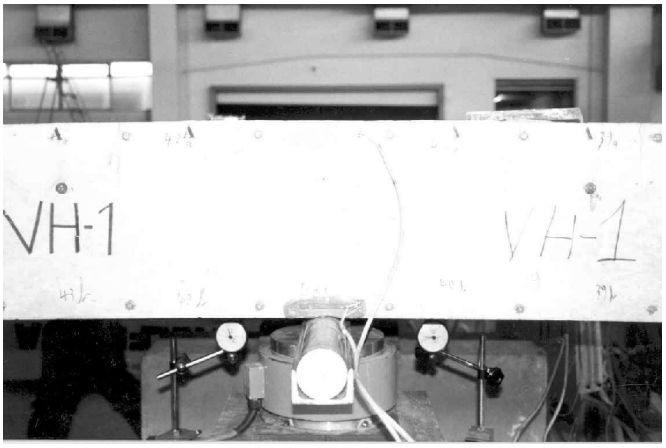


Foto 1. Flexímetros situados en la sección extrema para la obtención del giro de la sección de apoyo extremo.



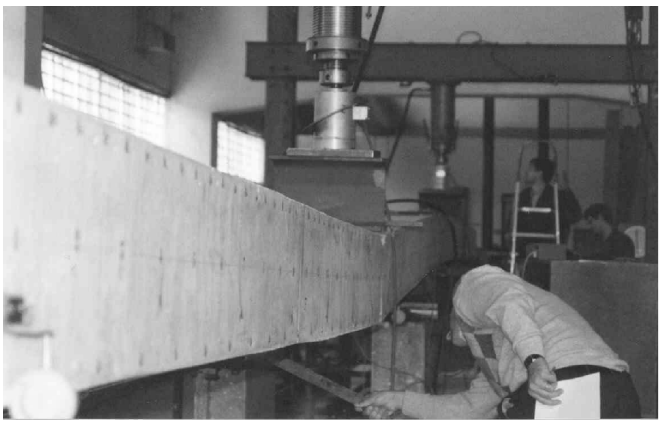


Foto 2. Células de carga en apoyo central y bajo gato.

En la tabla 1 se muestran las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en la fabricación de las vigas. En lo referente al hormigón se tienen datos de resistencia a compresión, resistencia a tracción y módulo de deformación longitudinal para 3, 14, 21, 28 y 644 días (ver ref. [2]). En la tabla se indican los valores para 644 días, que son los más relevantes para el ensayo, que se llevó a cabo, aproximadamente a los 7 de años de su fabricación (abril de 1997).

Tabla 1. Propiedades mecánicas de los materiales utilizados en la fabricación de las vigas.

Hormigón HP-35	644 días	
f_{cm} [MPa]	45.2	
f_{ctm} [MPa]	3.27	
E_c [MPa]	29400	
Acero para armar B500S	Ø8	Ø20
f_y [MPa]	553.1	591.3
f_{su} [MPa]	635.7	665.8
ε_u [%]	11.12	–
E_s [MPa]	209694	228571
Acero de Pretensar 1860	3T0.5"	
f_{py} [MPa]	1827.5	
f_{pu} [MPa]	1947.5	
ε_{pu} [%]	4.7	
E_p [MPa]	200530	

3. ESTIMACIÓN DE LA CARGA DE ROTURA

A partir de los valores de la tabla 1, se pueden calcular los momentos últimos de las secciones de apoyo y centro de vano, y, mediante cálculo plástico, se puede estimar la carga de rotura. Esta carga de rotura se puede calcular a partir de la expresión siguiente:

$$P_u = \left[\left(M_{u,cdv} - M_{pp,cdv}\right) + \frac{1}{2}\left(M_{u,apoyo} - M_{pp,apoyo}\right)\right]\frac{4}{L}$$

Los valores principales de este análisis se resumen en la tabla 2.

Como punto de comparación, para cuantificar el incremento de capacidad portante debido a las reservas de seguridad plásticas de la estructura, se puede llevar a cabo un cálculo elástico y calcular la carga de rotura como aquella que produce un momento igual al momento último en la sección crítica,

Tabla 2. Estimación de la carga de rotura utilizando cálculo plástico.

Viga	$M_{u,\,cdv}$ [kNm]	$M_{u,\,apoyo}$ [kNm]	$M_{pp,\,cdv}$ [kNm]	$M_{pp,ap}$ [kNm]	$M_{u,cdv}$-$M_{pp,cdv}$ [kNm]	$M_{u,apoyo}$-$M_{pp,apoyo}$ [kNm]	P_u [kN]
VH1	132.79	132.79	12.00	24	120.79	108.79	87.60
VH2	132.79	245.13	12.00	24	120.79	221.13	115.70

Tabla 3. Estimación de la carga de rotura utilizando cálculo elástico.

Viga	$M_{u,\ cdv}$ [kNm]	$M_{u,\ apoyo}$ [kNm]	$M_{pp,\ cdv}$ [kNm]	$M_{pp,ap}$ [kNm]	M_u-$M_{pp,\ cdv}$ [kNm]	M_u-$M_{pp,apoyo}$ [kNm]	$P_{u,cdv}$ [kN]	$P_{u,apo}$ [kN]	$P_{u,\ elástico}$ [kN]
VH1	132.79	132.79	12.00	24.00	120.79	108.79	96.63	72.53	72.53
VH2	132.79	245.13	12.00	24.00	120.79	221.13	96.63	147.42	96.63

que resulta ser el centro de vano. Este procedimiento es el que se sigue normalmente al proyectar una estructura.

En este caso, para una carga *P* simétrica, los momentos en apoyo y en centro de vano que generaría dicha carga, y la carga que produciría la plastificación de cada sección (suponiendo un comportamiento lineal) serían:

$$M_{cdv,P} = \frac{5}{32} PL \rightarrow P_{u,cdv} = \left(M_{u,cdv} - M_{pp,cdv}\right)\frac{32}{5}$$

$$M_{apo,P} = \frac{3}{16} PL \rightarrow P_{u,apoyo} = \left(M_{u,apoyo} - M_{pp,ap}\right)\frac{16}{3}$$

En la tabla 3 se deduce la carga última teórica para las vigas VH1 y VH2 de acuerdo con las expresiones anteriores.

Comparando la tabla 3 con la tabla 2, se observa que en el caso de la viga VH1, la consideración del comportamiento plástico incrementa la capacidad de carga en términos de *P* en un 20% en ambas vigas. Como se verá más adelante, los resultados experimentales obtenidos coinciden muy bien con una estimación mediante cálculo plástico de la capacidad de las vigas tanto en el caso de la viga VH1 como de la viga VH2.

Otro análisis que se puede llevar a cabo es el estudio de la influencia en la resistencia de las vigas de la consideración de valores medios de la resistencia de los materiales en lugar de valores característicos minorados, que son los que, necesariamente, deben considerarse en el cálculo.

En la tabla 4 se presentan los resultados de este análisis. Se incluye el valor de la carga última para cada viga en los siguientes supuestos:

- Cálculo plástico y valores medios de las resistencias de los materiales (1)
- Cálculo plástico y valores característicos de las resistencias de los materiales (2)
- Cálculo plástico y valores característicos minorados de las resistencias de los materiales (3)
- Cálculo elástico y valores medios de las resistencias de los materiales (4)
- Cálculo elástico y valores característicos de las resistencias de los materiales (5)
- Cálculo elástico y valores característicos minorados de las resistencias de los materiales (6)

En cada caso, se incluye la relación entre la carga última obtenida en cada supuesto y la correspondiente al caso de referencia – es decir *valores de resistencia de los materiales característicos y minorados y cálculo elástico*. Como puede verse el aumento de capacidad resistente en términos de *P* alcanza un factor de 1.7 en ambas vigas cuando se compara el análisis plástico con resistencias medias con los resultados que se obtienen de la metodología de cálculo definida en la EHE [5] (y demás normativas europeas).

4. RESULTADOS EXPERIMENTALES

En este apartado se presentan los principales resultados experimentales obtenidos a lo largo del ensayo. Estos resultados incluyen flechas en centros y cuartos de vano de las vigas, giros en los apoyos extremos, diagramas momento-curvatura

Tabla 4. Incremento en la carga aplicada por consideración de resistencias medias de los materiales y por consideración del cálculo plástico.

Tipo de Análisis	Viga	Pu,Val Med	Pu/Pu,ref*	Pu, Val Car	Pu/Pu,ref*	Pu, Val Minorados	Pu/Pu,ref*
		(1)	(1)/(6)	(2)	(2)/(6)	(3)	(3)/(6)
Plástico	VH1	87.6	1.7	78.7	1.5	62.7	1.2
	VH2	115.7	1.7	101.4	1.5	80.3	1.2
		(4)	(5)/(6)	(5)	(5)/(6)	(6)	(6)/(6)
Elástico	VH1	72.5	1.4	64.7	1.2	51.8	1.0
	VH2	96.6	1.4	87.2	1.3	69.3	1.0

* Referencia: Cálculo elástico con resistencias características minoradas

y momento-deformación – que permiten evaluar el comportamiento de las secciones –, diagramas momento-carga – que permiten cuantificar la redistribución de esfuerzos por plastificación de las secciones de centro de vano – y por último diagramas carga-deformación que ayudan a interpretar los diagramas carga-momento.

4.1. Flechas

En las figuras 4.1.1 y 4.1.2 se muestra la evolución de las flechas en las sucesivas fases de carga de las vigas VH1 y VH2, respectivamente. Estos gráficos muestran la formación de rótulas plásticas en los centros de vano de la viga VH2, en la cual se produce una importante redistribución de esfuerzos. Esto queda confirmado por todos los demás resultados experimentales que se presentan en los apartados siguientes. Este no es el caso de la viga VH1 en la cual se producen redistribuciones de esfuerzos muy moderadas.

4.2 Giro en el extremo de la viga

En la figura 4.2.1 se muestra la evolución del giro en las secciones de los apoyos extremos de las vigas VH1 y VH2, así como una comparación con un comportamiento lineal. Se trata de un resultado experimental poco común y sin embargo fácil de medir, que puede mejorar el conocimiento de la respuesta estructural. En la figura, se observa que la estructura responde en su fase inicial con un comportamiento lineal

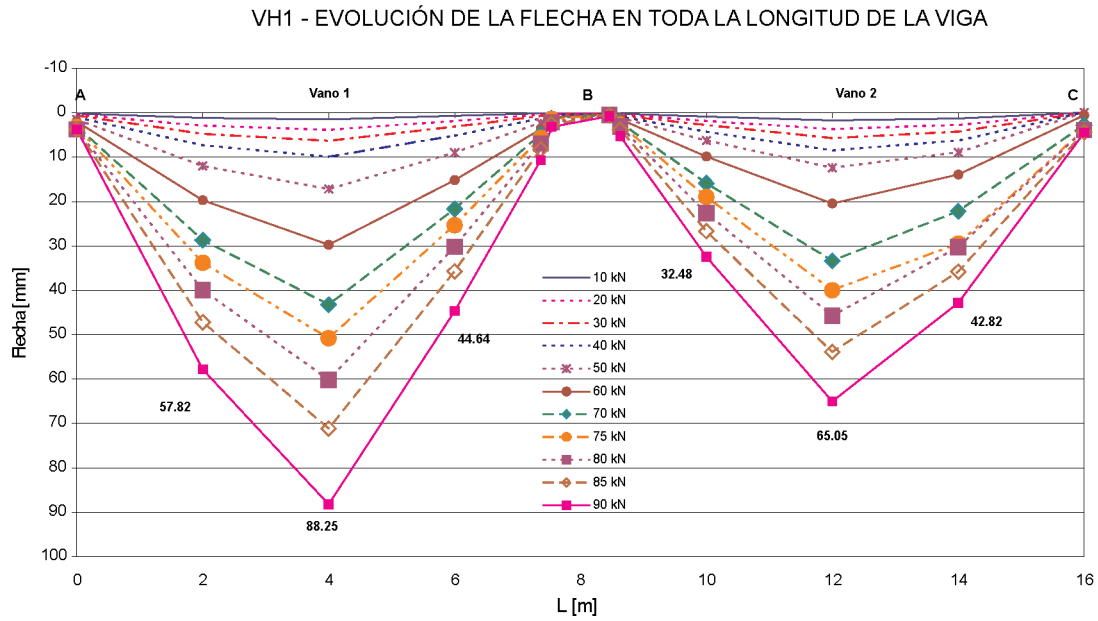


Figura 4.1.1. Evolución de las flechas a lo largo de la viga VH1 durante el ensayo (Se consignan valores nominales de la carga aplicada).

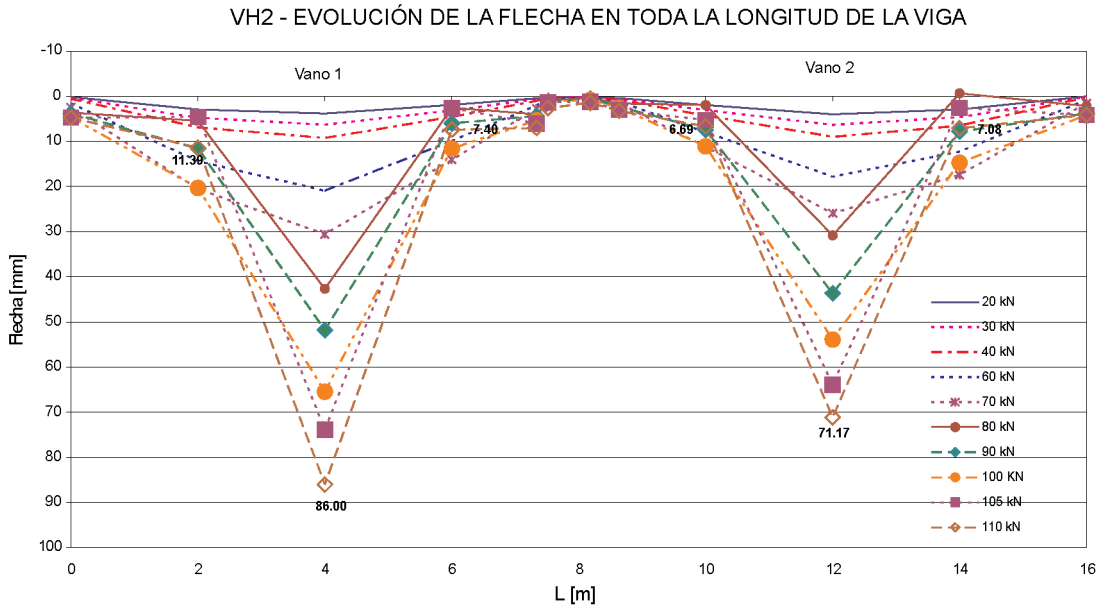


Figura 4.1.2. Evolución de las flechas a lo largo de la viga VH2 durante el ensayo (Se consignan valores nominales de la carga aplicada).

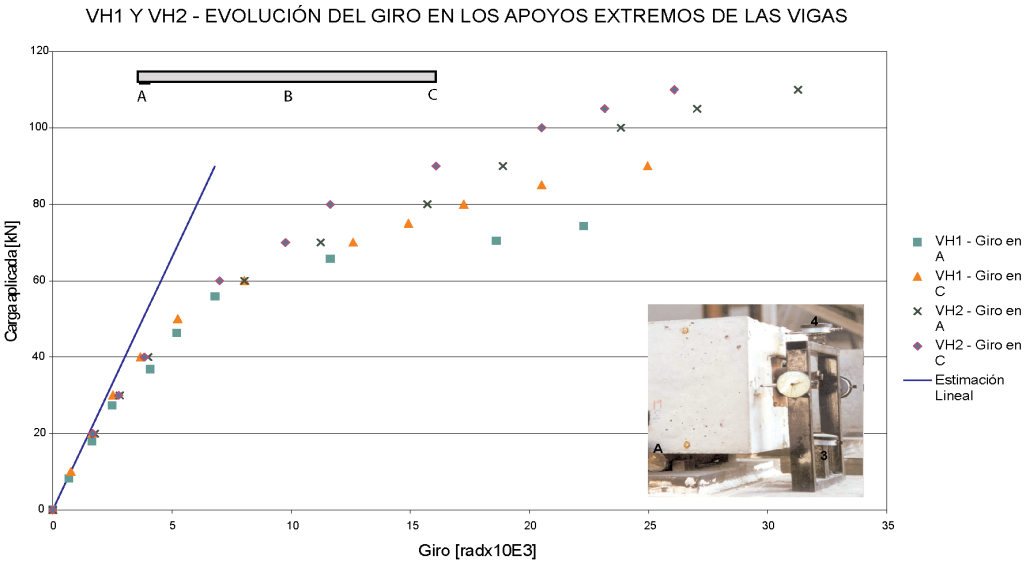


Figura 4.2.1. Evolución del giro en los apoyos extremos de las vigas VH1 y VH2 durante el ensayo.

hasta una carga próxima a 30 kN, haciéndose la estructura más flexible de lo que cabría esperar del análisis lineal a partir de entonces debido al progresivo avance de la fisuración y finalmente a la plastificación, de las secciones de apoyo y centro de vano.

4.3. Diagramas momento-curvatura

En las figuras 4.3.1 a 4.3.4 se presentan los diagramas momento-curvatura y momento-deformación de las secciones de apoyo y de ambos centros de vano obtenidos a partir de las medidas experimentales.

Para la obtención de estos diagramas se han considerado siempre las medidas hechas con extensómetro mecánico debido a que éstas son las más fiables. Sin embargo, estas medidas tienen el inconveniente de que no se han tomado hasta el final por razones de seguridad pero sí abarcan la mayor parte el proceso de carga.

En la figura 4.3.1 se puede observar que las tres secciones críticas de la viga VH1 tienen diagramas momento-curvatura muy similares, con un momento último[1] en el apoyo (sin incluir el efecto del peso propio) del 107.00 kNm, muy similar a la estimación de 108.00 kNm hecha para este punto a partir de los valores medios de las resistencias de los materiales.

En la figura 4.3.2 se puede observar el comportamiento de la viga VH1 durante el ensayo en términos de deformaciones en las fibras superior e inferior (medidas a 2.50 cm del borde de la viga) de las secciones de apoyo y centro de vano. Se observa que

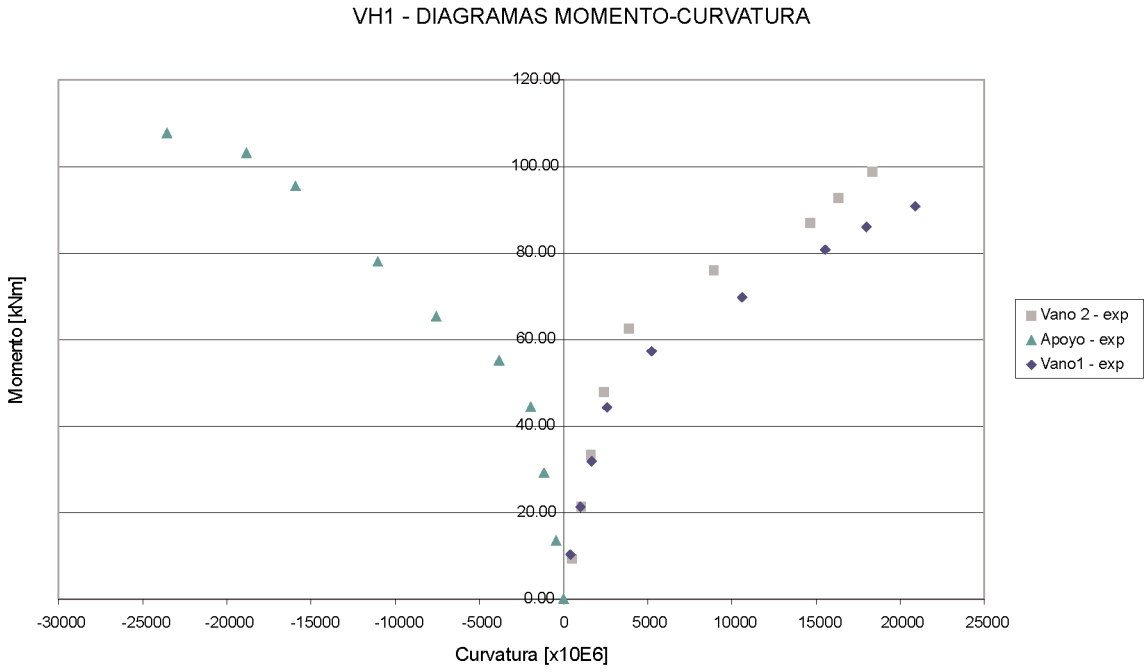


Figura 4.3.1. Diagramas momento-curvatura de secciones de centro de vanos y apoyo de la viga VH1.

[1] Aunque no se tomaron medidas hasta el final, este valor de momento es muy próximo al momento último final debido a que para estados avanzados de carga se produce un gran incremento de las deformación sin apenas aumento del momento.

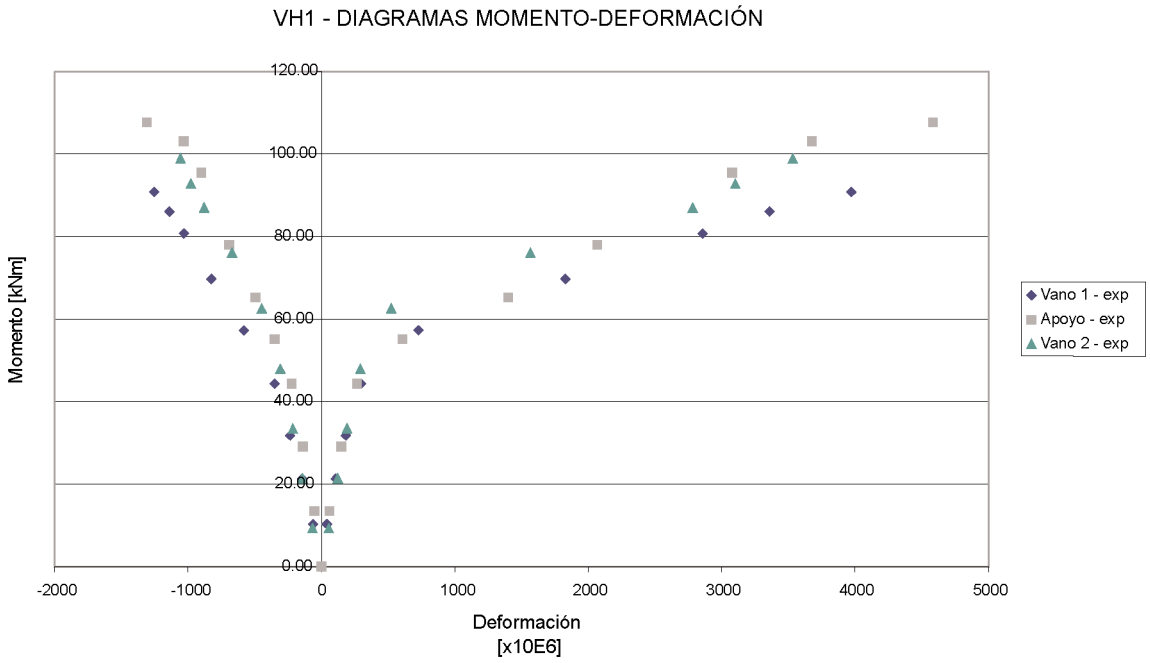


Figura 4.3.2. Diagramas momento-deformación de secciones de centro de vanos y apoyo de la viga VH1.

el comportamiento de las 3 secciones es muy similar. En todos los casos se obtiene un comportamiento dúctil con deformaciones de compresión máximas en torno al 1.3‰.

En la figura 4.3.3 se muestran los diagramas momento-curvatura correspondientes a las secciones críticas de la viga VH2. Se observa que en la sección de centro de vano se obtienen resultados muy parecidos a los de la viga VH1 en términos de momentos. En términos de curvatura, sin embargo, se alcanzan valores mayores debido a que en la viga VH2 se generan rótulas plásticas en centro de vano y, sin embargo, la viga continúa absorbiendo carga debido a la mayor resistencia de la sección de apoyo.

Este comportamiento puede observarse con mayor claridad en la figura 4.3.4 que representa el diagrama momento-deformación de las 3 secciones estudiadas. En compresión, los valores de las deformaciones de las tres secciones también son moderadas en este caso. En las secciones de centro de vano, éstas alcanzan el 1.4‰ mientras que en el apoyo central debido a la mayor cuantía de armadura se alcanza el 2.2‰. En términos de deformaciones de tracción la presencia de la rótula plástica hace que se alcancen deformaciones superiores al 7‰ frente al 3.5‰ de la viga VH1.

El aspecto general que ofrecen las curvas presentadas en este apartado corresponde a un comportamiento clásico de

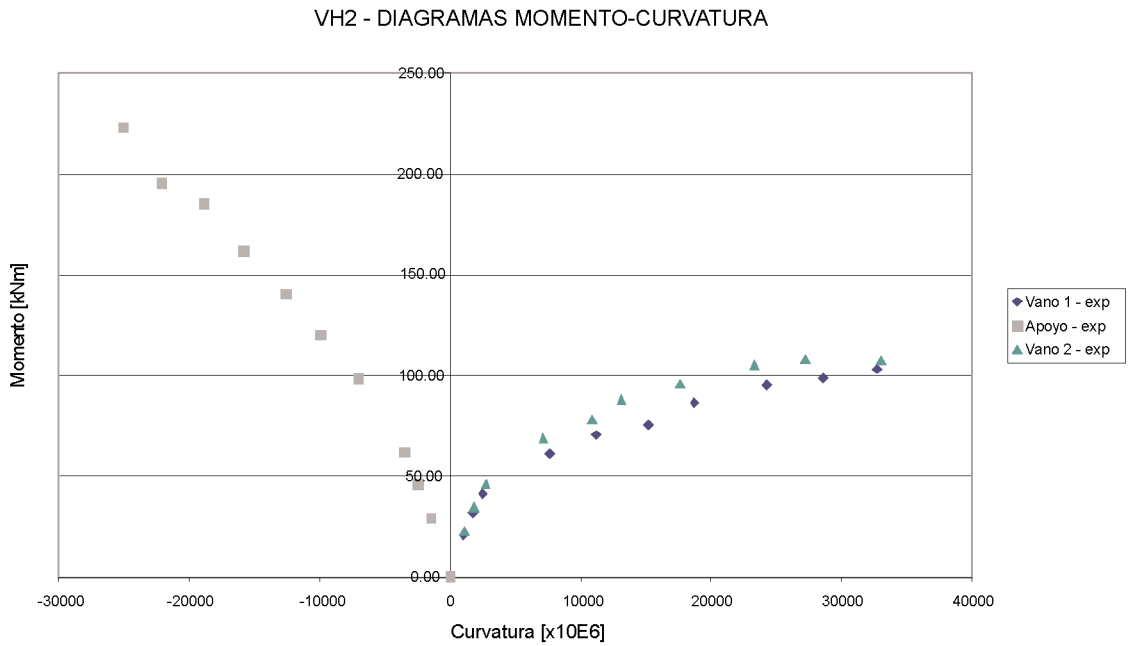


Figura 4.3.3. Diagramas momento-curvatura de secciones de centro de vanos y apoyo de la viga VH2.

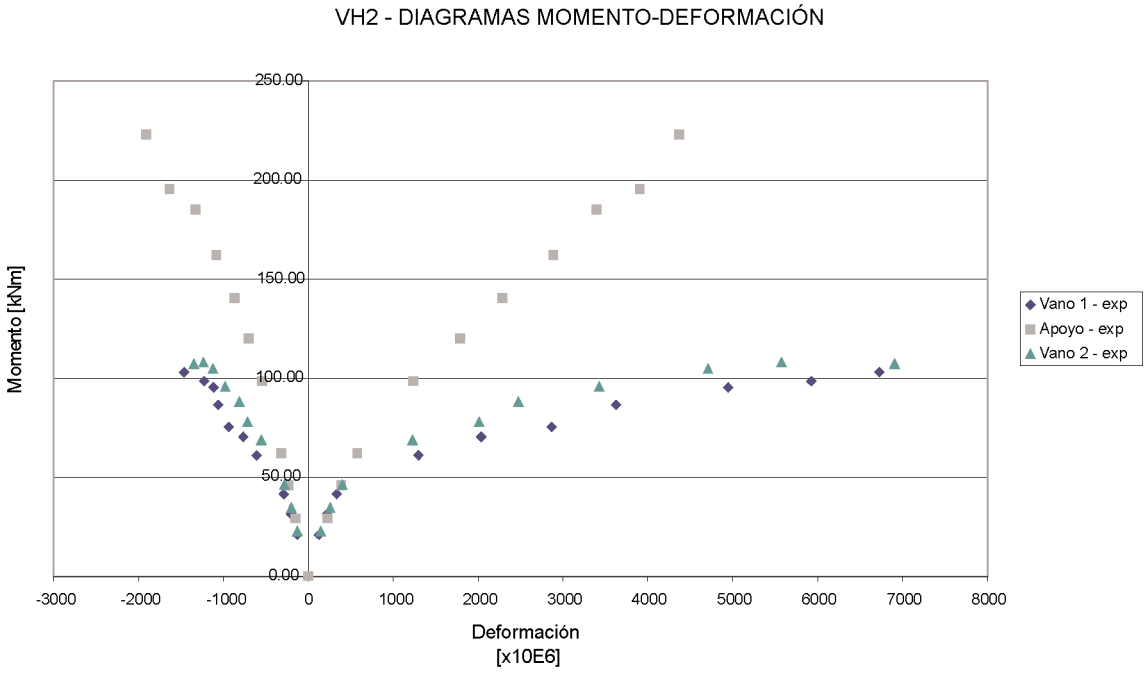


Figura 4.3.4. Diagramas momento-deformación de secciones de centro de vanos y apoyo de la viga VH2.

una sección pretensada, con 3 tramos diferenciados, que se observan particularmente bien en la sección de centro de vano de la viga VH2:

– comportamiento prácticamente lineal hasta un momento próximo a 50.00 kNm con fisuración limitada.

– cambio de pendiente a partir de entonces por la progresiva variación de la fibra neutra hasta un momento de 80.00-90.00 kNm donde se alcanzan deformaciones en tracción próximas a 3.5-4‰ que inducen el inicio de plastificación de la armadura activa.

– tramo más horizontal a partir de entonces debido a la proximidad de la situación de agotamiento de la sección.

4.4. Diagramas carga-momento

En este apartado se presentan los resultados obtenidos en los ensayos en términos de carga-momento y carga-deformación. Los diagramas carga-momento (figuras 4.4.1 y 4.4.3) permiten seguir la redistribución de esfuerzos entre secciones de apoyo y centro de vano, mientras que los diagramas carga-deformación (figuras 4.4.2 y 4.4.4) ayudan a interpretar los diagramas anteriores al poder observar lo que está ocurriendo en cada sección en términos de deformaciones.

La figura 4.4.1 muestra el diagrama carga-momento de la viga VH1. Se observa que se producen redistribuciones de momentos relativamente pequeñas y que el comportamiento de las vigas se asemeja mucho al comportamiento lineal. En

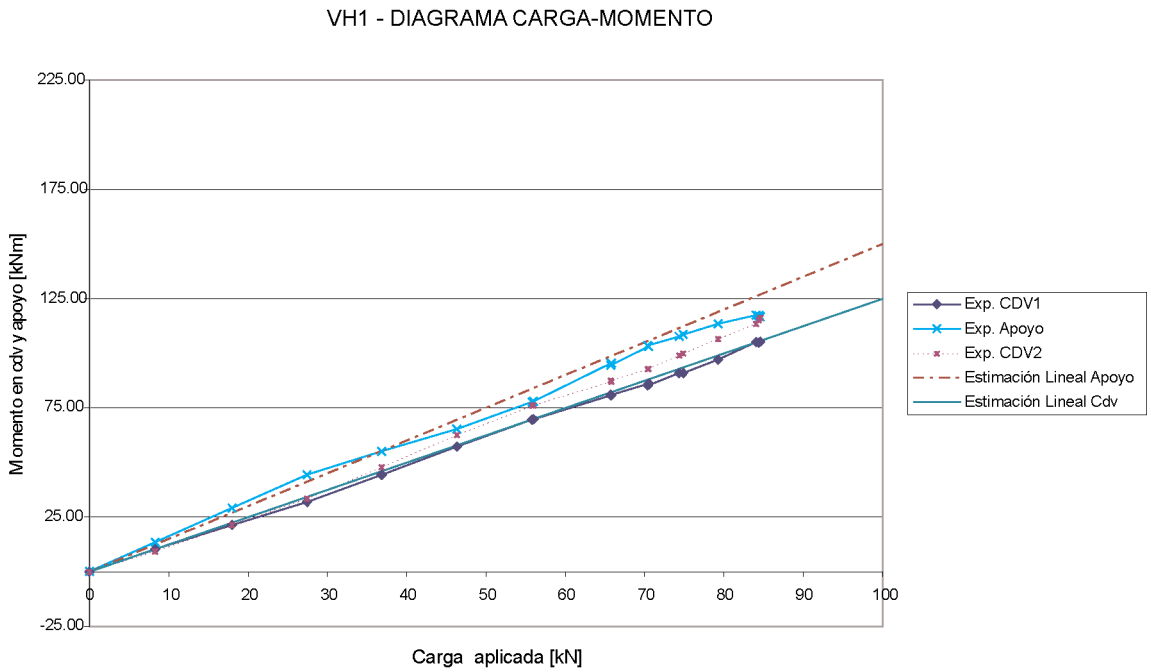


Figura 4.4.1. Diagrama carga-momento viga VH1.

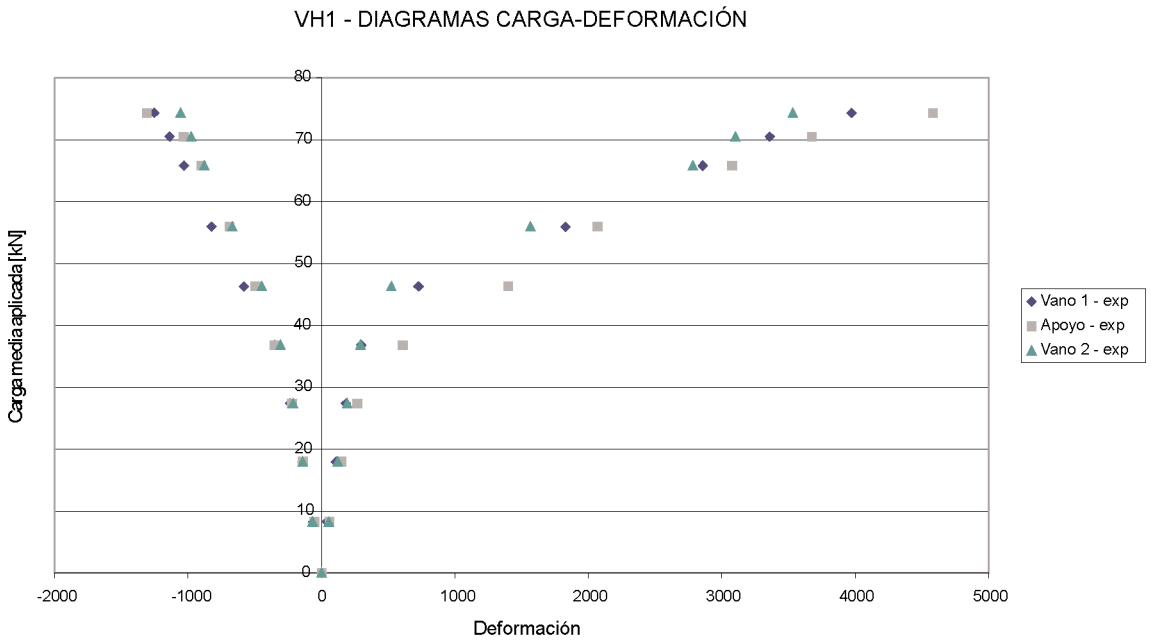


Figura 4.4.2. Diagrama carga–deformación viga VH1.

la figura 4.4.2 se puede observar que las deformaciones son ligeramente mayores en la sección de apoyo pero no se producen diferencias importantes. Solamente al final del proceso de cargas se puede observar que hay una pequeña redistribución de esfuerzos en la cual el apoyo pierde proporcionalmente peso en el esquema resistente. Este comportamiento viene reflejado en la desviación que se produce respecto del comportamiento lineal en las últimas etapas del proceso de carga. La rotura de la viga se produce para una carga próxima a 85.00 kN que coincide muy aproximadamente con la estimación teórica presentada en el apartado 3.

En la figura 4.4.3, se observa para la viga VH2 un comportamiento distinto. El comportamiento inicial se asemeja mucho al comportamiento lineal en las fases iniciales del proceso. No obstante, progresivamente el comportamiento se desvía de la predicción lineal. Al final del proceso de carga se puede observar que la carga soportada por las secciones de centro de vano deja de crecer, poniendo de manifiesto la formación de una rótula plástica, y se produce simultáneamente un importante incremento de pendiente en la curva correspondiente a la sección del apoyo. En términos de deformaciones (figura 4.4.4) se observa que las secciones de centro de vano tienen deformaciones en tracción (a 2.50 cm del borde) superiores al 7‰, mientras que la sección de apoyo tiene deformaciones que indican que el pretensado aún no se ha plastificado, aunque está próximo a esta situación. La rotura se produce para una carga próxima a 115.00 kN, un valor muy próximo a la estimación hecha a partir del análisis plástico (ver apartado 3).

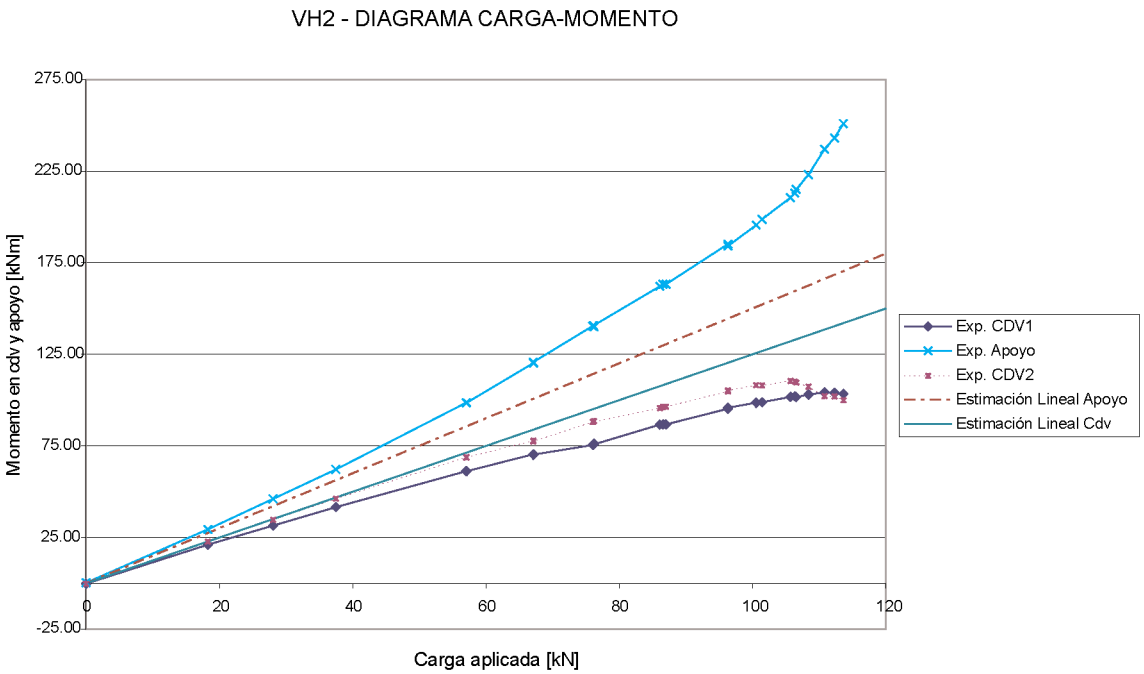


Figura 4.4.3. Diagrama carga-momento viga VH2.

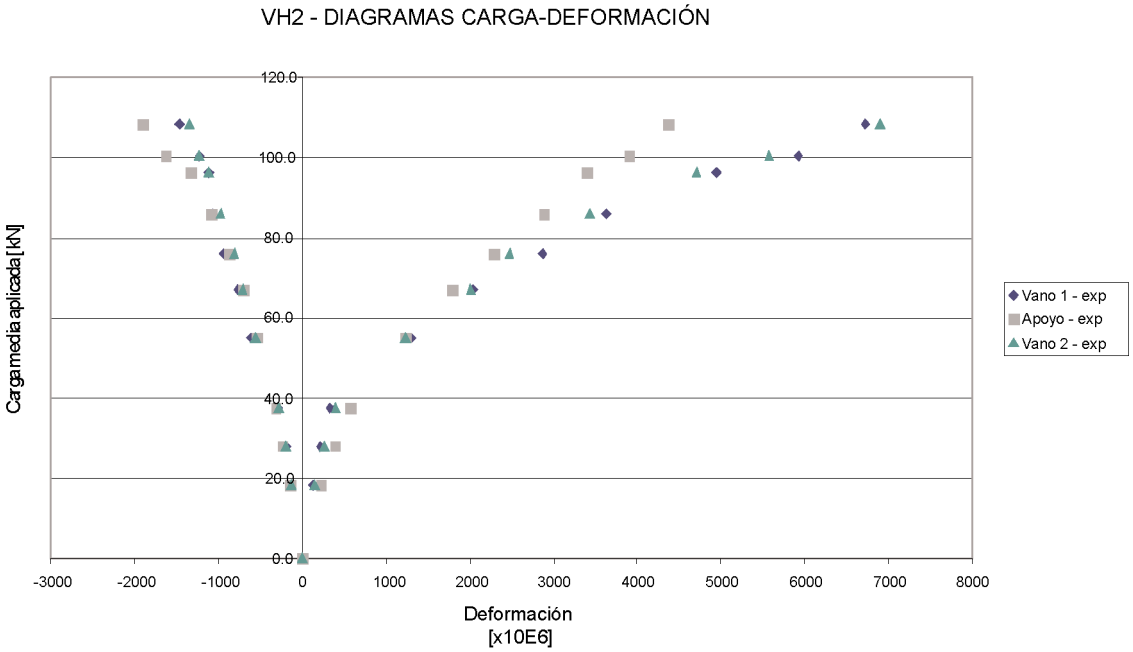


Figura 4.4.4. Diagrama carga–deformación viga VH2.

5. COMPARACIÓN CON UN MODELO TEÓRICO FHDC

Como punto final de este trabajo se llevó a cabo una contrastación de un modelo teórico, desarrollado en el programa *FHdc*, como parte de los trabajos de la Tesis Doctoral de M. Sánchez [4]. Este programa tiene la virtud de que permite considerar ecuaciones constitutivas cualesquiera, por lo que resulta posible incorporar al análisis los datos experimentales relativos a las propiedades de los materiales que son bastante completos en el caso de estos ensayos. Las ecuaciones constitutivas utilizadas responden, por lo tanto, a la información experimental que se recoge en la tabla 1. Para los aceros pasivos se consideraron los valores de límite elástico y carga de rotura indicados con un escalón de fluencia horizontal que representa adecuadamente lo que se midió en los ensayos correspondientes. Para el acero activo se utilizó una curva de quinto grado a partir de un 70% del límite elástico medido del tipo definido en la EHE [5], ajustado para proporcionar valores de límite elástico, módulo de deformación, carga de rotura y deformación última compatibles con las medidas experimentales. Para el hormigón se utilizó un diagrama tipo Sargin considerando 45 MPa de resistencia media y el módulo de elasticidad experimental, también recogido en la tabla 1.

En las figuras 5.1 a 5.3 se muestran las ecuaciones constitutivas consideradas.

A partir de estas ecuaciones, se han calculado los diagramas momento-curvatura y momento-deformación teóricos. La comparación de estos resultados con los medidos experimentalmente arrojan resultados muy buenos para ambas vigas, especialmente en lo referente a la viga VH2, como puede verse en las figuras 5.4 a 5.7.

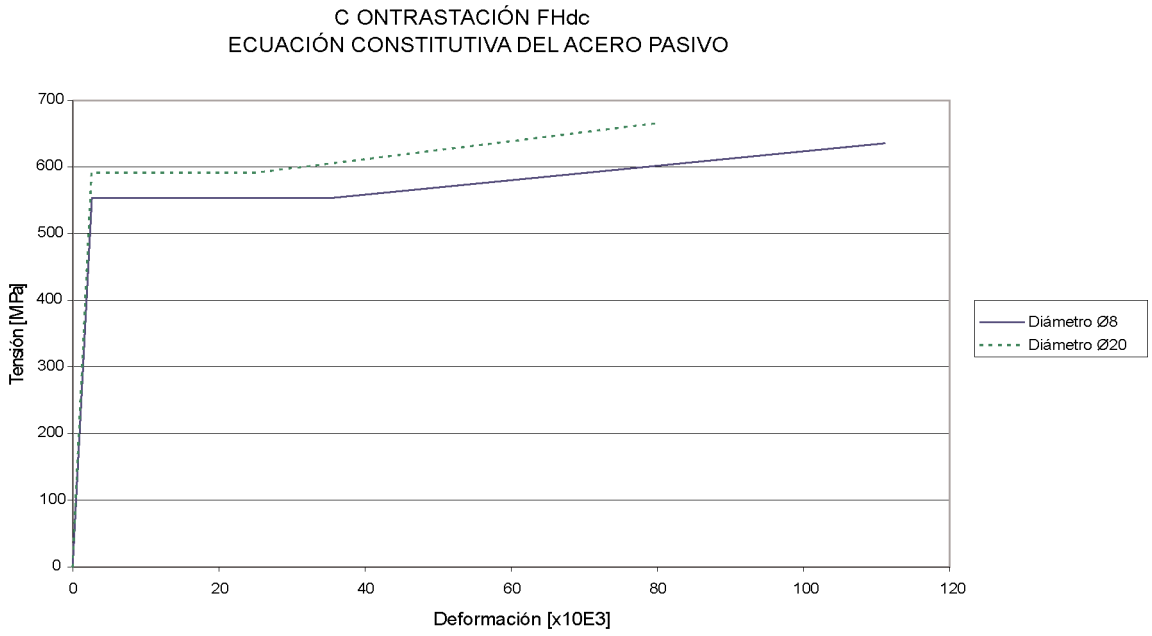


Figura 5.1. Contrastación del modelo teórico FHdc. Ecuación constitutiva de la armadura pasiva.

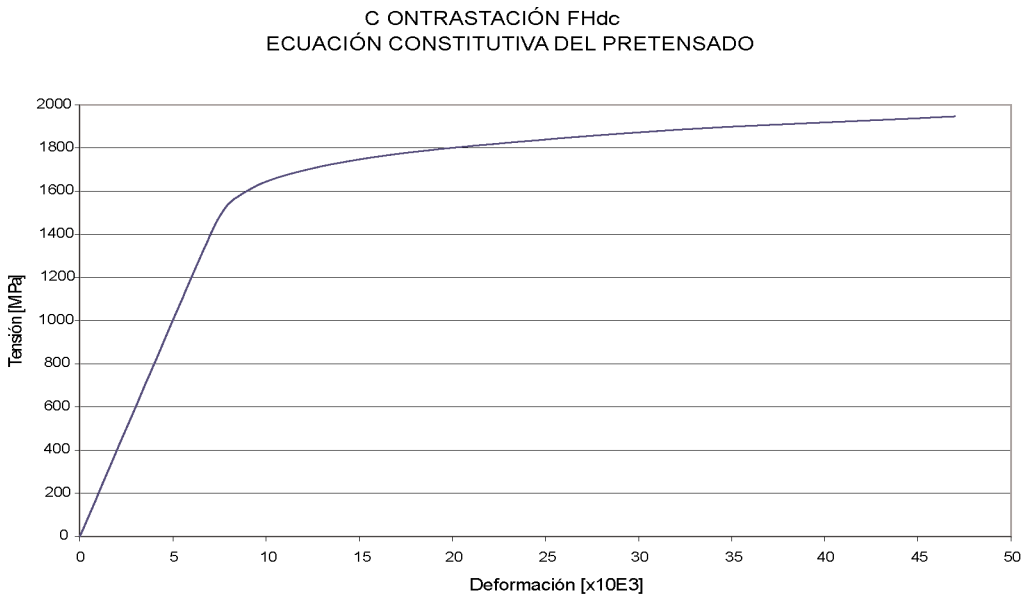


Figura 5.2. Contrastación del modelo teórico FHdc. Ecuación constitutiva de la armadura activa.

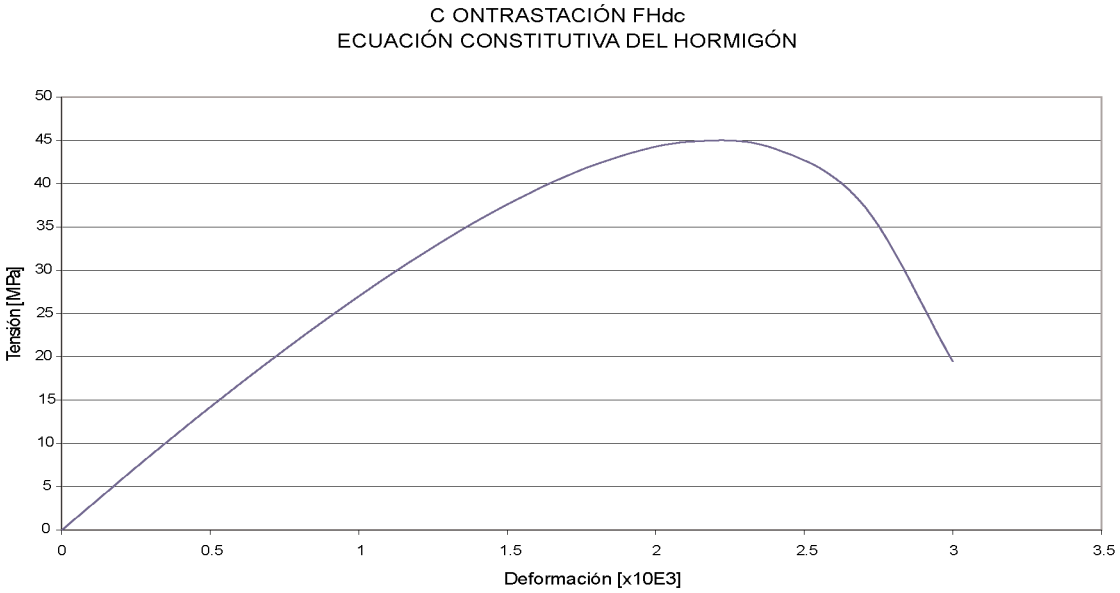


Figura 5.3. Contrastación del modelo teórico FHdc. Ecuación constitutiva del hormigón.

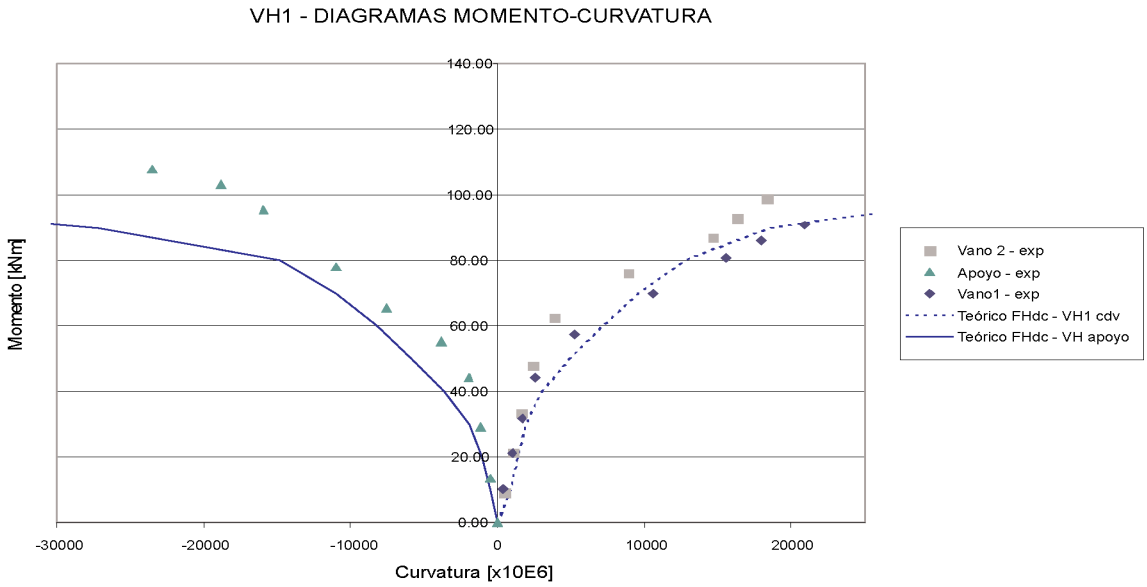


Figura 5.4. Contrastación del modelo teórico FHdc – Viga VH1. Diagrama momento–curvatura.

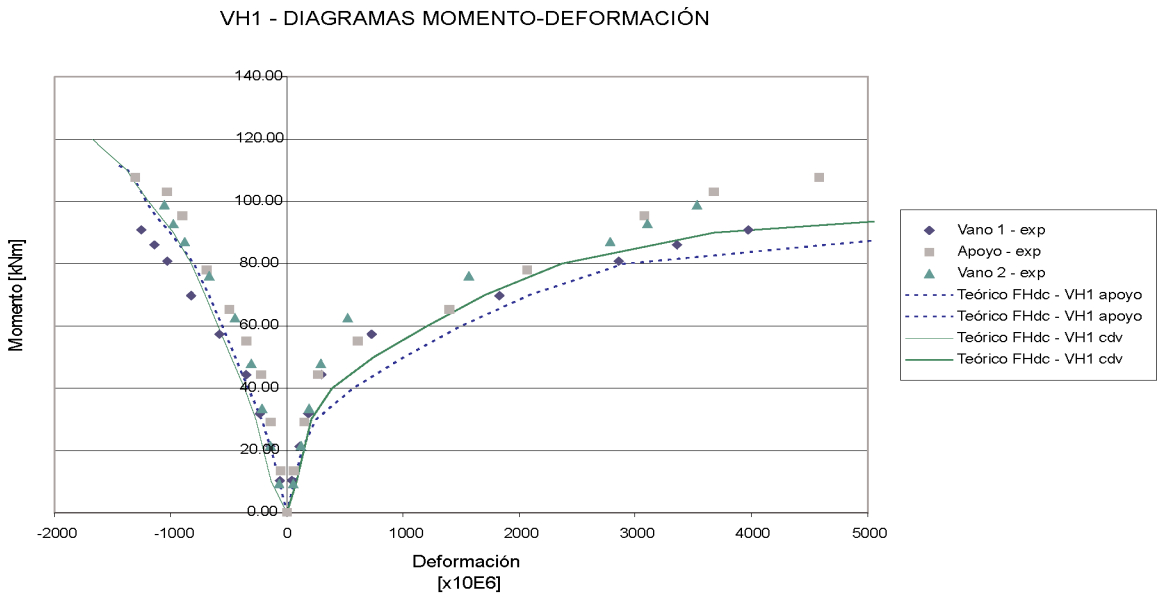


Figura 5.5. Contrastación del modelo teórico FHdc – Viga VH1. Diagrama momento-deformaciones.

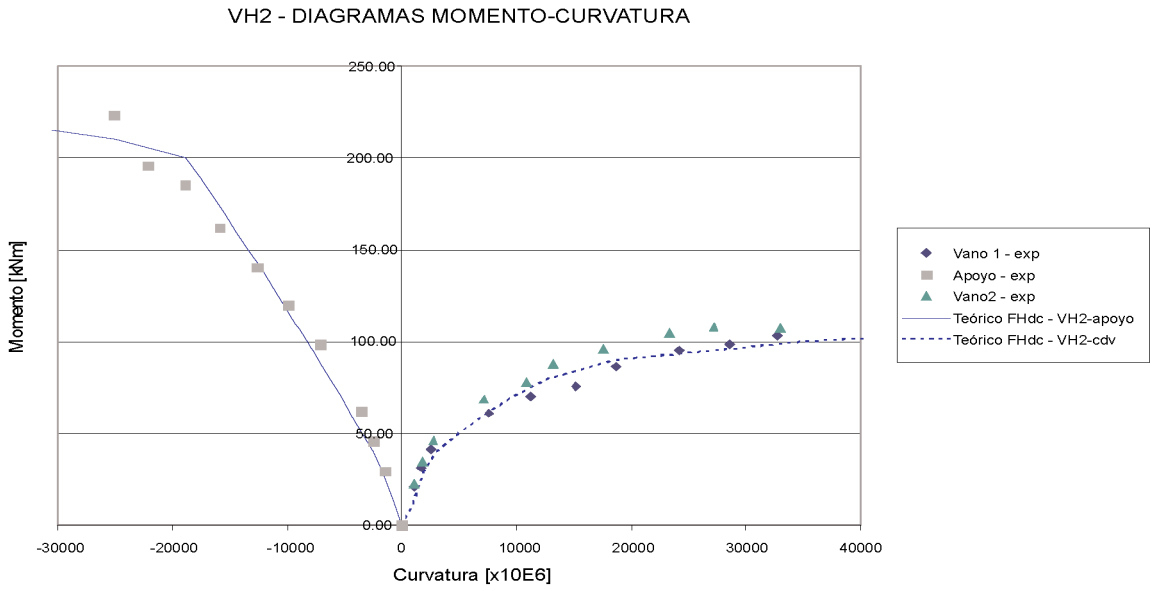


Figura 5.6. Contrastación del modelo teórico FHdc – Viga VH2. Diagrama momento-curvatura.

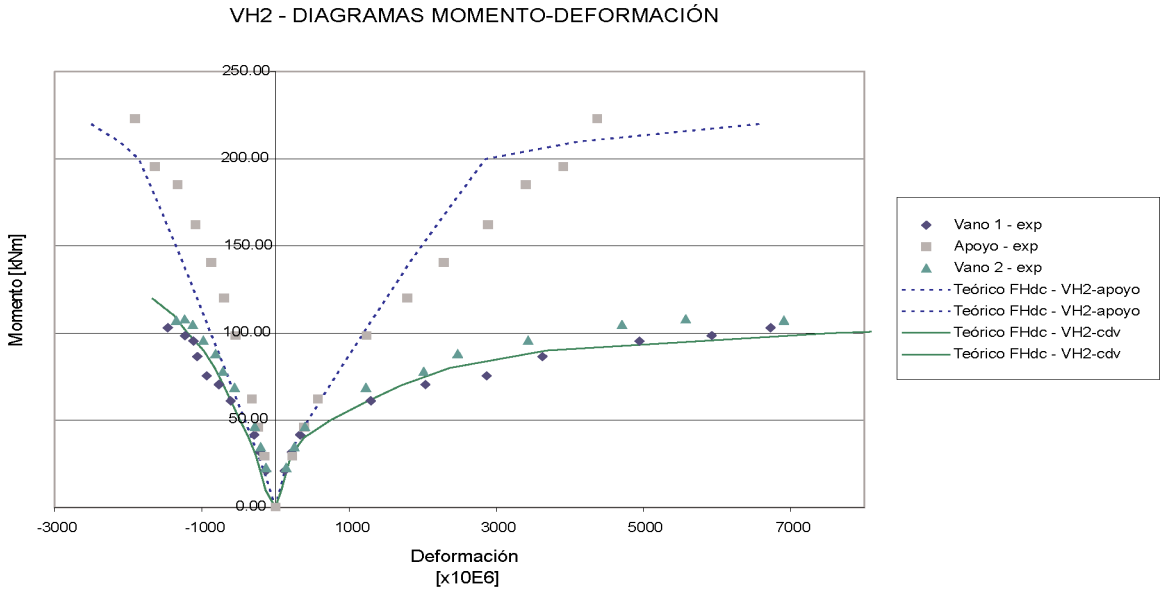


Figura 5.7. Contrastación del modelo teórico FHdc – Viga VH2. Diagrama momento–deformaciones.

6. CONSIDERACIONES FINALES

A partir de la discusión anterior se pueden establecer las siguientes consideraciones finales:

– La experimentación en estructuras permite obtener información valiosa que debe ser objeto de difusión especialmente por su potencial docente. Normalmente se trata de una información a la que no tienen fácil acceso aquellos ingenieros que se dedican al proyecto de estructuras. Por ello se ha decidido publicar estos resultados, a pesar de que no permiten establecer unas conclusiones nuevas respecto del comportamiento no lineal de estructuras de hormigón pero sí confirmar lo ya sabido.

– Como se ha visto, la estructura estudiada, que puede ser representativa de los puentes losa pretensados, tiene una gran capacidad para absorber carga. Esta capacidad puede evaluarse con mucha precisión utilizando un análisis plástico. En una estructura hiperestática correspondiente a un puente o un forjado, siempre existe una capacidad adicional debido a que la posición de las sobrecargas que se utiliza para el dimensionamiento del centro de vano (sobrecarga en vanos alternos) difiere de la posición de las cargas que se utiliza para el dimensionamiento del apoyo (sobrecarga en dos vanos contiguos). Lógicamente, esta capacidad para aprovechar las reservas plásticas de la estructura está supeditada a un comportamiento dúctil de las secciones y a la ausencia de una rotura por cortante.

– Por otra parte, la resistencia de las secciones se ve incrementada considerablemente por la sobreresistencia de los materiales respecto de lo considerado en proyecto (coeficientes de minoración de los materiales y valores medios superiores a los característicos). Esta información puede ser aprovechada en casos en que se pueda determinar de forma fiable la resistencia real de los materiales mediante ensayos. Este tipo de análisis puede tener aplicación en el caso de la evaluación de la necesidad de refuerzo de una estructura existente ante un cambio de uso o un incremento de la sobrecarga.

– Se ha contrastado el modelo teórico descrito en la referencia [4] que permite llevar a cabo un análisis seccional utilizando ecuaciones constitutivas genéricas. En este modelo se ha introducido la información disponible relativa a los materiales utilizados en la fabricación de las vigas. La comparación de los resultados teóricos con los experimentales resulta muy ajustada, lo cual demuestra que el modelo es capaz de representar adecuadamente el comportamiento seccional de las secciones pretensadas en todo el rango de deformaciones.

Agradecimientos

Esta investigación se desarrolló en el marco de un convenio entre la Dirección General de Carreteras y la Fundación Agustín de Bethancourt. En la construcción de los prototipos utilizados para esta investigación colaboraron las siguientes empresas: CTT (suministro del pretensado y operaciones de tesado e inyección de la vaina), HYMPSA (suministro del hormigón), MALLACERO (suministro de la armadura pasiva), NUEVA MONTAÑA QUIJANO (ensayos de relajación de los cables de pretensado), INTEMAC (ensayos de módulo de deformación longitudinal del hormigón). También participó el Laboratorio de Física de Materiales de la ETSI de Caminos, Canales y Puertos en la realización de los ensayos del acero pasivo. Los autores desean expresar su agradecimiento a estos organismos y empresas así como a las personas que llevaron a cabo las gestiones correspondientes.

7. BIBLIOGRAFÍA

[1] Comisión Permanente del Hormigón. *EP-80 Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón Pretensado*. Ministerio de Obras Públicas. 1980.

[2] Pérez Caldentey, Alejandro. *Comportamiento en Servicio del Hormigón Estructural. Estudio Teórico y Experimental*. Tesis Doctoral (Dir.: Hugo Corres). GEHO 1996.

[3] Pérez Caldentey, Alejandro, Corres Peiretti, Hugo y Torrico Narváez, José. M*edida experimental de las deformaciones a largo plazo en dos vigas hiperestáticas postesas.* Hormigón y Acero. Nº211. 1er Trimestre 1999.

[4] Sánchez Pérez, Mirián. *Comportamiento Diferido del Hormigón Estructural Considerando la No Linealidad Mecánica. Estudio Teórico y Experimental*. Tesis Doctoral (Dir.: Alejandro Pérez). ACHE 2002.

[5] Comisión Permanente del Hormigón. *EHE Instrucción de Hormigón Estructural*. Ministerio de Fomento. Madrid. 1999. 5ª Edición.

Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja"

Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

Otoño 2004
Ciclo 46



El Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, del CSIC, viene organizando seminarios monográficos sobre temas de actualidad en el ámbito de la Tecnología de la Construcción y de sus Materiales, a cargo de destacados investigadores nacionales y extranjeros del Sector. Los seminarios programados para el cuadragésimo sexto ciclo, correspondiente al otoño de 2004, son los siguientes:

07 OCTUBRE

Juan Miguel Hernández de León
Dr. Arquitecto
Escuela de Arquitectura, UPM

Álvaro Siza
Arquitecto
Álvaro Siza Arquitecto, LDA, Oporto

Reforma y acondicionamiento del Paseo del Prado en Madrid

21 OCTUBRE

Francisco González de Posada
Dr. Arquitecto y Lic. en Física
Escuela TS de Arquitectura, UPM

Evacuación del calor de hidratación del hormigón en grandes masas

04 NOVIEMBRE

Jaime Fernández Gómez
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INTEMAC - Madrid

Elez Dervisevic
Ingeniero Civil
ARMATEK - Madrid

Avances en el uso de las armaduras industrializadas en el hormigón

18 NOVIEMBRE

Francisca Puertas Maroto
Dra. en Ciencias Químicas
Instituto Eduardo Torroja, CSIC

Cementos y hormigones de escorias activadas alcalinamente

02 DICIEMBRE

Antonio Cruz Villalón
Antonio Ortiz García
Arquitectos
Cruz y Ortiz Arquitectos, Sevilla

Estadio de Atletismo de Madrid y su ampliación

16 DICIEMBRE

César Bedoya Frutos
Francisco Javier Neila González
Dres. Arquitectos
Escuela TS de Arquitectura, UPM

Concurso Solar Decathlon 2005

Estos Seminarios se celebran en el Aula Eduardo Torroja del Instituto, que está situado en la c/ Serrano Galvache, 4 (acceso por Arturo Soria, frente al núm. 278), y tienen lugar normalmente los jueves alternos a las 12:00 horas. Su duración aproximada es de dos horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

Seminarios **Torroja** Programación

Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja"
C/ Serrano Galvache, 4 - 28033 Madrid
Tlf.: 91 302 04 40 - Fax: 91 302 07 00

Estudio experimental sobre la monitorización continua y a largo plazo de estructuras

Experimental study on the long-term monitoring of structures

♦
Joan R. Casas

♦
Ravindra Gettu

Doctores Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Departamento de Ingeniería de la Construcción
ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, UPC

RESUMEN

En el presente artículo se presentan los trabajos desarrollados para el estudio de la factibilidad de la monitorización continua y a largo plazo de estructuras de ingeniería civil. La motivación es evidente, dado el gran auge en la construcción de infraestructuras que se ha llevado a cabo en las últimas décadas, que ha dado lugar a un enorme número de estructuras construidas (puentes, muros de retención,....) que deben ser mantenidas con un nivel de seguridad adecuado. En primer lugar se detalla la metodología propuesta para dicha monitorización en un intento de conseguir, como resultado final, estructuras inteligentes, lo que supone resolver los tres aspectos siguientes: la detección de daños mediante un sistema de sensores al efecto, la supervisión experta y por último el control activo. En el artículo se hace especial atención al primero de dichos aspectos con el objetivo de ver la posibilidad de la incorporación de sensores de fibra óptica en los procesos de fabricación de elementos estructurales de hormigón, el comportamiento de dichos sensores frente a agentes agresivos como los que más comúnmente atacan a las estructuras de hormigón (cloruros, sulfatos, CO_2), así como la posibilidad de utilización de dichos sensores en estructuras reparadas o reforzadas. Los resultados experimentales han puesto de manifiesto la exactitud y precisión de las medidas tomadas por los sensores de fibra óptica del tipo Bragg grating, tanto cuando se embeben dentro del hormigón como cuando se adhieren a la superficie exterior de una estructura existente reparada.

SUMMARY

The paper deals with the work carried out to check the feasibility of the continuous long-term monitoring of civil engineering structures. Such interest is motivated by the huge activity developed in the last decades in the construction of new infrastructure. The result is a large stock of built structures (bridges, retaining walls,…) that must be maintained and assured with an adequate safety level. First, the proposed overall methodology is presented, leading to the final concept of an smart structure. To this end at least three main aspects have to be solved: damage detection using the adequate system of sensors, expert supervision and, finally, active control. The subject of the paper is mainly focussed in the first aspect with the objective of studying the feasibility of embedding fibre optic sensors in the concrete elements, to see the real performance of those sensors when exposed to aggressive environments normally encountered in concrete structures (chloride, sulphates, CO_2), and finally to see the possibility of using the fibre optic sensors in the monitoring of repaired structures too. The tests have shown the accuracy of the measurements obtained in the Bragg grating sensors, either when embedded in the concrete of a new structure or attached to the surface of an existing repaired structure.

1. INTRODUCCIÓN

El presente artículo es fruto del trabajo desarrollado en el proyecto de investigación TAP1999-1079-C03-01, dentro del programa Nacional de Tecnologías Avanzadas de la Producción financiado por la Comisión Interministerial de Ciencia y Tecnología con el título de “Estructuras inteligentes. Desarrollo de un sistema integrado de monitorización y control: aplicación a los puentes”, y desarrollado durante el 1 de Enero de 2000 y 31 de Diciembre de 2002.

2. MOTIVACIÓN Y OBJETIVOS DEL PROYECTO

El estudio del ciclo de vida útil de la infraestructura construída de un país es un tema de suma actualidad debido al progresivo envejecimiento de la misma en los paises más desarrollados. En efecto, tras varios años de intensa actividad constructiva de nuevas redes de carretera y ferrocarril, el número de puentes es tan grande que las Administraciones necesitan invertir cada vez más dinero en la evaluación, mantenimiento y reparación o rehabilitación de los mismos. Por ejemplo, en los Estados Unidos, aproximadamente el 40 % de un total de 570.000 puentes, se considera que necesitan algún tipo de reparación o rehabilitación. Aproximadamente 76.000 de dichos puentes se construyeron en la década de los 30 y 150.000 entre 1960 y 1975. En Europa, la mayor parte de la construcción se llevó a cabo después de la II Guerra Mundial. Por consiguiente, la mayoría de esos puentes tienen hoy más de 40 años y la situación se va pareciendo rápidamente a la que existe en Estados Unidos. En Japón, a pesar de contar con una red bastante moderna, debido a que el punto álgido de construcción de su infraestructura fue algo posterior al europeo, han visto como el problema está afectando a los otros países y les llegará, irremediablemente, en el entorno del año 2010. Por dicho motivo han empezado ya a planificar con tiempo la gestión de su infraestructura.

Los costes estimados de reparación o sustitución son muy importantes y serán una carga importante para las economías de las futuras generaciones de los distintos países. A pesar de ello, las decisiones al respecto se toman en la actualidad en base al día a día, bajo la enorme presión de poner en servicio la estructura lo antes posible con la menor desviación presupuestaria. El hecho de no contar con una formulación global de la etapa de servicio de la obra construida, incluyendo la vertiente económica, impide una labor más a largo plazo que procure invertir los recursos disponibles (siempre escasos) allí donde son más necesarios.

Las causas del deterioro progresivo de los puentes hay que encontrarlas en el aumento constante de las cargas de tráfico y los problemas ambientales. La degradación estructural puede provocar el incorrecto funcionamiento de la estructura ante las solicitaciones de servicio [1]. En algunos casos, este incorrecto funcionamiento permite detectar una posible patología antes de que la misma pueda llevar al colapso de la estructura, con el consiguiente peligro para las vidas humanas y las pérdidas económicas que ello puede suponer. Sin embargo, en otros casos, la rotura puede ser súbita y sin previo aviso. Las estructuras de ingeniería civil, tal como se conciben y construyen hoy en día, al contrario de lo que ocurre en otros campos de la ingeniería, no incorporan en su diseño y producción ningún elemento que actúe como sistema de inspección automática a partir de una supervisión experta. Tampoco, salvo contadas excepciones, se incorporan a la misma sistemas de control automático. La justificación de ello es la dificultad que en la actualidad se presenta a la hora de incorporar los sensores y accionadores inteligentes dentro del proceso de fabricación normal de una estructura de hormigón y/o acero.

Parece claro que para mitigar estos efectos negativos sobre la sostenibilidad de la infraestructura construida, hay que trabajar en dos frentes:

Por un lado, los nuevos productos (puentes, carreteras, viviendas,....) deben incorporar en su proceso de fabricación elementos automatizados de control, mediante sensores y accionadores inteligentes, que permitan detectar al instante cualquier problema de mal funcionamiento y, consecuentemente, actuar en el preciso momento en que se produce una disfuncionalidad. Ello evitaría tener que dilapidar una cantidad enorme de recursos en conocer cuál es el motivo que ha originado un determinado problema cuando el mismo ya se ha manifestado a través de una determinada patología en la que, a su vez, debemos gastar un volumen enorme de recursos para repararla. En la mayoría de los casos, la manifestación palpable de un incorrecto funcionamiento se tiene una serie de años después de que se hayan desencadenado los mecanismos que lo producen.

Por otro lado, los productos (obras) ya existentes en estado de deterioro, y que sean reparados, deben incorporar en el proceso de puesta a punto los mismos elementos de control que le permitan equipararse, en su funcionamiento posterior, a un producto nuevo

En resumen, debemos trabajar en la línea de conseguir **estructuras inteligentes,** tanto las nuevas como las reparadas. El potencial de aplicación de las estructuras como sistemas inteligentes es amplio, extendiéndose desde la ingeniería mecánica (estructuras de automóviles, entre otras), la ingeniería espacial y aeronáutica (por ejemplo, componentes estructurales de antenas, aviones, etc.) y la ingeniería naval hasta la ingeniería civil. En este último caso, el potencial está en diseñar nuevas estructuras o rehacer (reparar) estructuras ya existentes para conseguir que los edificios, los puentes y, en general, los sistemas de infraestructura, sean más resistentes, más duraderos y más seguros por su capacidad de autodiagnóstico y de buen servicio adaptándose a las acciones exteriores tanto de servicio (tráfico, por ejemplo), ambientales (viento y sismo), como accidentales (impactos,...).

El objetivo del proyecto es formular y desarrollar los criterios básicos que permitan el proyecto, construcción y explotación de **estructuras inteligentes** de ingeniería civil [2]. Para que ello sea posible, es necesario investigar de qué manera se pueden integrar los sistemas expertos y los sensores inteligentes en el proceso de fabricación del elemento sin que ello suponga una disminución en el rendimiento del proceso productivo normal, ni tampoco una menor fiabilidad en los resultados de dichos sensores debido a una incorrecta colocación o a una degradación del propio sensor a lo largo del ciclo de vida del producto. En particular, uno de los objetivos es ver la factibilidad de la integración de sensores y actuadores en el proceso de fabricación de una estructura de hormigón nueva, verificando el comportamiento a largo plazo de los sensores en condiciones ambientales normalmente agresivas. También se plantea la aplicación del sistema de monitorización inteligente en los sistemas de reparación y refuerzo de estructuras existentes, mediante su integración en los materiales utilizados para la reparación.

3. METODOLOGÍA EMPLEADA. TRABAJO DESARROLLADO

Como todo sistema inteligente, un puente o estructura inteligente debe incorporar las siguientes funciones:

1. Planificación de acciones a diferentes niveles de detalle. El sistema inteligente de supervisión debe ser capaz de actuar a diferentes niveles de detalle: elemento pequeño, elemento estructural, subsistema y sistema global.

2. Emulación del comportamiento de un experto humano y capacidad de aprendizaje. El sistema experto debe contar con capacidades de razonamiento que permitan planificar, clasificar y predecir el estado del puente.

3. Integración de la información sensorial. Se deben utilizar herramientas de abstracción y bases de datos inteligentes para poder manejar información de naturaleza heterogénea, permitiendo la representación del conocimiento a diferentes niveles de abstracción.

4. Identificación de los cambios de comportamiento del sistema y reacción frente a ellos. Se deben implementar herramientas que permitan identificar las diferentes condiciones de operación, detectar los fallos y actuar en consecuencia.

Teniendo en cuenta los condicionantes anteriores así como los objetivos planteados, se decidió que el proyecto global debía contar con 3 subproyectos bien diferenciados. Cada uno de ellos da lugar a los tres aspectos esenciales que conforman la "inteligencia" del sistema: (a) la monitorización y la detección de daños; (b) el control activo; (c) la supervisión experta. En este artículo nos centraremos únicamente en los resultados obtenidos en el proyecto relacionado con la monitorización y detección de daños del cual fueron responsables los autores. La parte correspondiente al control activo corrió a cargo de un equipo del CIMNE (Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería) , coordinado por el profesor José Rodellar y el de supervisión experta fue coordinado por el profesor Josep Vehí, de la Universidad de Girona. La coordinación global del proyecto corrió a cargo del primer autor de este artículo. Sin embargo, para una mejor compresión del trabajo que aquí se presenta y los resultados obtenidos pasaremos a describir brevemente a continuación cual era el contenido de cada uno de los subproyectos.

Monitorización y detección de daños

Hasta el momento presente, la monitorización de la mayor parte de las estructuras de ingeniería civil, a excepción de las presas en que se utiliza una monitorización continua, se lleva a cabo mediante la colocación de sensores e instrumentación al efecto cuando se ha detectado un incorrecto funcionamiento y, normalmente, su utilización se centra en un corto espacio de tiempo, el mínimo indispensable que permita conocer la causa de los problemas . Esto se debe a la dificultad de integración de dicha instrumentación dentro del uso normal de la estructura, que afecta la funcionalidad de la misma. En otros casos, los propios sensores son incapaces de permanecer operativos por periodos largos de tiempo. En este estudio se plantea una monitorización continua de la estructura a lo largo de todo el ciclo de vida de la misma. Esto supone un cambio radical en el planteamiento de la gestión de una estructura y un enfoque totalmente distinto del problema. En consecuencia, los sensores mayormente utilizados hasta la fecha en la medida de distintas variables de una estructura (bandas extensométricas, acelerómetros, transductores de desplazamiento,...) no son capaces de satisfacer estas nuevas necesidades, a saber: la posibilidad de incorporación de los sensores en el mismo proceso de producción del elemento estructural, y su correcto funcionamiento a lo largo de un periodo largo de tiempo (del orden de 50 a 100 años en función del tipo de estructura). Todo ello requiere el estudio y puesta a punto de sensores especiales integrados que sean fáciles de incorporar en el momento de la construcción y que además posean un comportamiento correcto y fiable a largo plazo. Hoy en día se está en una fase todavía muy incipiente de la investigación en distintos tipos de sensores que pueden cumplir dicho cometido y que sean de aplicación al campo de la ingeniería civil. Así por ejemplo, en Japón se ha desarrollado un hormigón que incluye entre sus componentes fibras de vidrio o de carbono que son capaces de medir los cambios de tensión en el hormigón a partir de los cambios en la resistencia eléctrica de dichas fibras. En Estados Unidos, se han venido desarrollando sensores inteligentes para verificar el correcto funcionamiento de materiales compuestos, utilizando partículas magnetorestrictivas del tamaño de micras que permiten localizar posibles delaminaciones del material compuesto. Otro tipo de aplicaciones se han centrado también en el desarrollo de sensores para materiales compuestos avanzados. Sin embargo, el uso masivo de dichos materiales compuestos queda todavía lejano en la órbita de las estructuras de ingeniería civil, donde por un tiempo todavía largo los materiales con base cemento y el acero seguirán siendo los materiales más empleados en la construcción de nuevas estructuras, aunque probablemente no en la reparación de las ya existentes donde se vislumbra un magnífico campo de aplicación para los materiales compuestos de fibras sintéticas [3,4,5,6]. Por ello, en el proyecto se decidió centrarse en aquellos sensores que ofrezcan mayores posibilidades de aplicación en dicho tipo de materiales. Los sensores con base de fibra óptica parecen cumplir dicho requisito. En efecto, los sensores de fibra óptica poseen enormes ventajas sobre otros tipos convencionales de sensores como son el no ser interferidos electromagnéticamente, su bajo peso, flexibilidad para adaptarse a geometrías difíciles, la posibilidad de multiplexar más de un sensor a lo largo de una fibra, la poca atenuación por unidad de longitud, alta sensibilidad y poco ruido. Todas estas propiedades los hacen muy adecuados para distintas aplicaciones en estructuras y puentes [7,8]. Sin embargo, hasta que pueda llegarse a una plena utilización, quedan todavía por resolver algunos interrogantes como pueden ser:

1. Un sensor de fibra óptico embebido o adherido a una estructura debe ser capaz de detectar cambios en la misma de una manera precisa y fiable a lo largo de toda la vida útil de la misma. El entorno físico y ambiental de una obra de ingeniería civil suele ser excepcionalmente duro, especialmente cuando la misma está hecha de material con base cemento. El material es atacable por muchos de los elementos presentes en dicho entorno, desencadenando diversas reacciones que pueden afectar negativamente, además de al propio material estructural, a los sensores que intentan detectar el daño.

2. El proceso productivo de las estructuras de ingeniería civil se encuentra, todavía, poco automatizado. Por todo ello, durante el proceso de producción de los elementos estructurales, deben tomarse las medidas adecuadas para asegurar que el sensor mismo y la fibra que le hace de soporte estén sufi-

cientemente protegidas de los operarios, máquinas, clima, etc.

3. Después de la construcción, hay que cuidar con extremo cuidado los puntos de entrada y salida de la fibra de la estructura, puesto que éstos son los puntos críticos.

Control activo

Un sistema de control activo consta esencialmente de un conjunto de actuadores que aplican fuerzas sobre la estructura a partir de la información de la respuesta de ésta medida mediante un conjunto de sensores. Este proceso tiene lugar en tiempo real y en un lazo cerrado mediante una ley de control. El objetivo es lograr que la estructura exhiba una respuesta deseada. Ésta se caracteriza esencialmente por mantener desplazamientos, aceleraciones, esfuerzos y deformaciones dentro de márgenes deseados (en términos de valores máximos, media cuadrática, etc.) frente a acciones externas (producidas por vientos, terremotos, etc.) que se consideran por debajo de ciertas cotas (especificadas por valores pico, medias, energías, etc.). Algunas de estas variables son importantes para el confort (aceleraciones) y otras son decisivas para la seguridad (desplazamientos y deformaciones).

Aunque con peculiaridades propias significativas, un esquema de estas características es un caso más dentro del contexto de la teoría y la ingeniería del control automático de sistemas, tan desarrolladas ambas como disciplinas propias en las últimas décadas. A medida que se ha ido conociendo más sobre el comportamiento dinámico de las estructuras y se han ido obteniendo modelos "manejables" por la teoría de control, se han ido tomando distintos métodos para la formulación de leyes de control activo y ha ido aumentando el interés por este tipo de problemas no sólo por parte de los ingenieros estructurales sino también por parte de la comunidad que se mueve alrededor del control automático. Métodos tan familiares a los investigadores en el área del control como el control óptimo, el control predictivo, el control estocástico, los observadores de estado, el control H-infinito, el control basado en técnicas de estabilidad como el caso de los sistemas en modo deslizante, el control "fuzzy" y las redes neuronales han sido utilizados en el contexto estructural, especialmente al reconocer la importancia de las incertidumbres en los modelos (dinámicas no modeladas y errores paramétricos) y en las excitaciones (perturbaciones) así como de la presencia de ciertas no linealidades en el comportamiento de los materiales, en la geometría y en los actuadores.

Un barrido de la literatura revela que han sido los edificios las estructuras más estudiadas y dotadas de sistemas de control activo. El interés específico por el control de puentes se remonta a los orígenes del control estructural pero se ha incrementado en los años recientes. Este interés ha ido algo decalado en el tiempo con la aparición de modelos dinámicos (generalmente más complejos que los que se usan para representar la dinámica de edificios) y la realización de ensayos dinámicos que han ayudado a comprender su comportamiento frente a las cargas de tráfico, el viento y los terremotos, principalmente en el caso de puentes atirantados. Se trata en este caso de estructuras muy flexibles y con poco amortiguamiento, lo que las hace muy sensibles al efecto de las acciones dinámicas externas con el consiguiente peligro de daños o excesivas deformaciones. Además, su tamaño requiere modelos de gran escala y su flexibilidad y la presencia de cables introducen no linealidades significativas y fuertes acoplamientos entre modos de vibración [9,10].

Supervisión experta

Atendiendo a las tendencias actuales, los entornos de supervisión dentro del proyecto debían formarse a partir de la integración abierta de herramientas, facilitando la implantación gradual de la estrategia de supervisión y permitiendo la escalabilidad mediante la implantación modular. Para ello, se partía de una estructura de supervisión desarrollada por el grupo de la Universidad de Girona que incorpora un entorno de ayuda al diseño de supervisores, librerías de herramientas de abstracción y clasificación en episodios, bases de datos inteligentes (BDI), a las que se pueden añadir de forma modular diferentes algoritmos de abstracción y sistemas expertos cooperantes. Todos estos aspectos no son contemplados en los actuales paquetes de supervisión (SCADAs) de forma que debía ampliarse su funcionalidad integrando nuevas herramientas de software a los actuales sistemas SCADA. El trabajo se complementa con otros de supervisión experta aplicada a sistemas robotizados y a procesos alimentarios de manera que la heterogeneidad de los campos de aplicación pueda dar lugar a un entorno y una metodología de diseño de supervisores flexible y adaptable a diferentes tipos de procesos.

La detección de fallos y su diagnóstico en procesos industriales ha sido objeto de muchos estudios durante los últimos años. La mayoría de sistemas de detección de fallos están basados en modelos. La imposibilidad de disponer de modelos exactos de sistemas complejos hace que sea necesario buscar maneras de representar la incertidumbre y la imprecisión. Dos grandes tendencias de representación de incertidumbre son los modelos cualitativos y mediante modelos fuzzy-intervalares. Otros intentos de representación cualitativa de la información obtenida de los sensores y su posterior análisis para la evaluación de la condición del sistema se han basado en "fuzzy sets" y "rough sets" y diferentes estrategias de clasificación.

Pasaremos a continuación a comentar los trabajos desarrollados dentro del subproyecto de monitorización, en función de los objetivos planteados en el mismo, que fueron los siguientes:

1. **Posibilidad de fabricación de elementos estructurales de hormigón con incorporación de sensores inteligentes (fibra óptica) sin modificar sustancialmente el proceso constructivo de los mismos**

En este punto, se ha llevado a cabo la construcción de 16 vigas de hormigón armado de 1.75 metros de longitud y sección transversal de 25x15 cm. (Figuras 1 y 2). Previamente al hormigonado, y durante el proceso de ferrallado se han incorporado distintos sensores de fibra óptica con distintas disposiciones tal como se comenta en el punto siguiente. En total, el número de sensores de fibra óptica

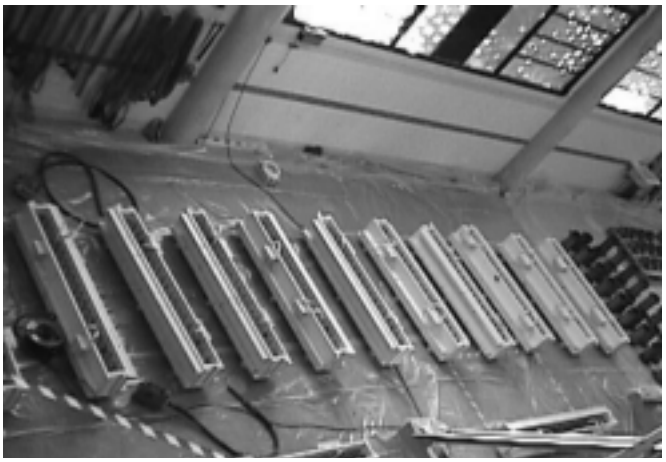


Figura 1. Vista de los encofrados para el hormigonado de las vigas.

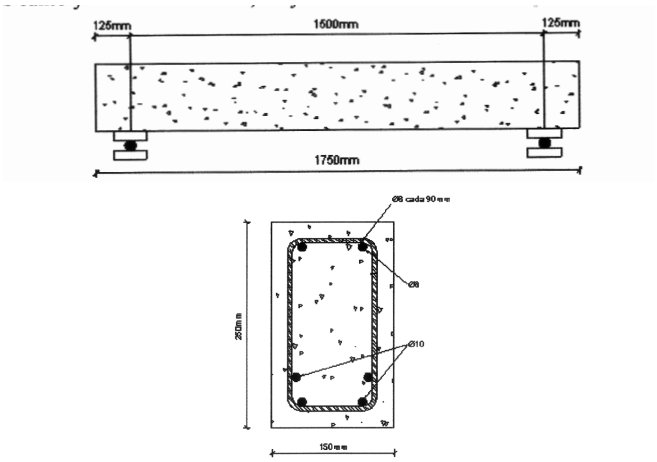


Figura 2. Dimensiones y armaduras de las vigas ensayadas.

fue de 20, del tipo Bragg grating (FBG). La dosificación del hormigón fue la de un hormigón normal, incorporándose únicamente una pequeña cantidad de aditivo fluidificante para facilitar la trabajabilidad y el vibrado del hormigón. En particular, una excesiva fluidez podía dañar también a uno de los tipos de sensores utilizado, debida a su gran longitud libre dentro de la masa del hormigón. Los resultados posteriores han puesto de manifiesto que ello no ha sido así, de modo que los sensores quedaron perfectamente embebidos en la masa de hormigón y a punto para la medida, sin necesidad de modificar la dosificación y los procesos de vibrado y curado del hormigón. La experiencia en el Laboratorio nos indica que si en la obra real se tienen en cuenta las mismas precauciones, básicamente la de cuidar el vertido del hormigón en las zonas con sensores colocados, los resultados en una estructura real serán igualmente satisfactorios [11,12].

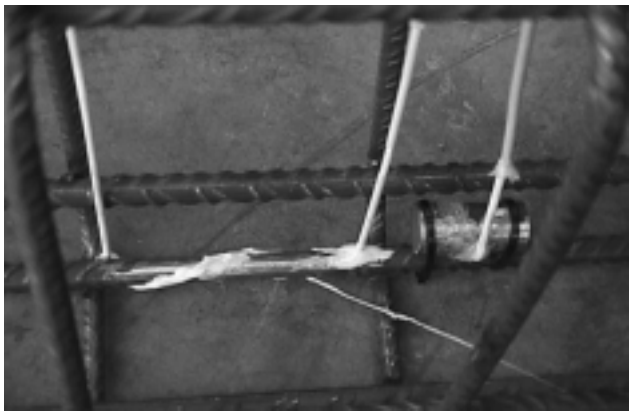


Figura 3. Detalle de los 3 tipos de sensor de fibra óptica para detección de corrosión colocados en la armadura: helicoidal sobre barra (en el centro), radial (a la izquierda) y helicoidal sobre testigo (a la derecha).

2. Estudiar la posibilidad de utilización de sensores de fibra óptica para la detección de patologías en estructuras de hormigón, así como su comportamiento frente a entornos agresivos durante la vida útil de la estructura

En este caso se han llevado a cabo dos tipos de actuaciones. En primer lugar, se han diseñado, fabricado y probado en Laboratorio una serie de sensores para la detección de una de las patologías más graves en estructuras de hormigón armado y pretensado, cual es la corrosión del acero (Figura 3) [13]. También se han desarrollado y puesto a punto sensores de fibra óptica para la medida de deformaciones en armaduras de acero (Figura 4), así como de medidas de temperatura dentro de una masa de hormigón (Figura 5) [7]. En segundo lugar, se ha sometido a las vigas comentadas en el apartado anterior, que llevaban incorporados sensores de fibra óptica a ensayos de degradación acelerados en laboratorio en la idea de simular condiciones de exposición de larga duración en los ambientes agresivos reales en los que se encuentran las estructuras de hormigón. Teniendo en cuenta los agentes agresivos que más a menudo atacan a dichas estructuras, se han llevado a cabo ensayos de ataque por cloruros, por sulfatos y por anhídrido carbónico (carbonatación) (Figura 6) [11,13,14]

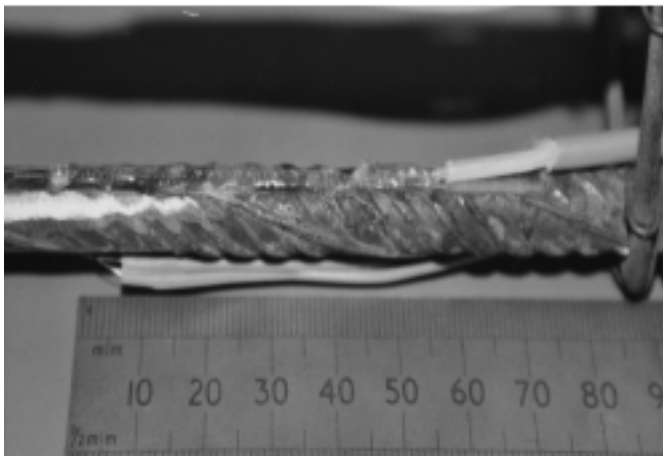


Figura 4. Detalle del sensor de fibra óptica para medida de deformación en armadura.

3. Verificar la bondad de las medidas obtenidas con los sensores de fibra óptica por comparación con otros sistemas de medida constrastados

En este caso, se ha podido verificar el correcto funcionamiento de tales sensores en la medida de deformaciones y temperaturas en estructuras de hormigón, tanto nuevas como reparadas, por comparación con un método de medida tan

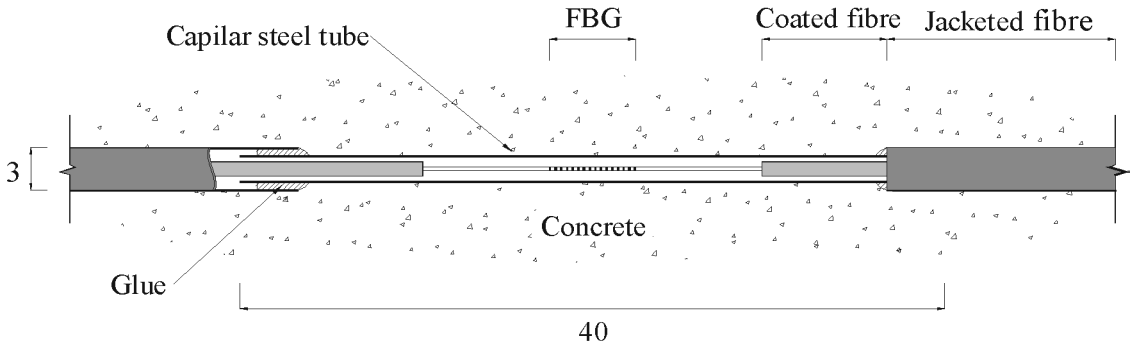


Figura 5. Principio de funcionamiento del sensor de fibra óptica para temperatura.



Figura 6. Vigas sumergidas en una disolución de cloruro sódico al 5 %.

contrastado como son las bandas extensométricas (Figura 7) y los termopares (Figura 8). Puede encontrarse mayor información al respecto en [7,8].

4. Factibilidad de la utilización de sensores de fibra óptica para el seguimiento y control a largo plazo de estructuras reparadas o reforzadas.

Se ha llevado a cabo en el laboratorio el refuerzo mediante láminas de fibra de carbono de una estructura de hormigón que previamente se había cargado hasta rotura, simulando la reparación de una estructura existente (Figura 9). En el proceso de encolado de la lámina de material compuesto se ha aprovechado para instalar una serie de sensores de fibra óptica,

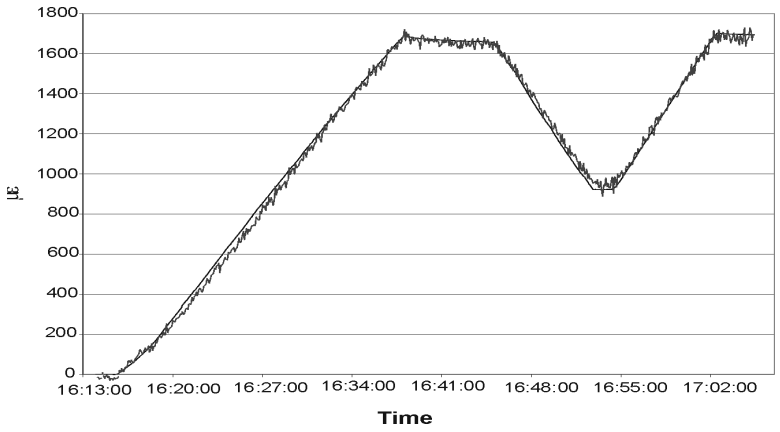


Figura 7. Superposición de las medidas de deformación obtenidas con la fibra óptica y la banda extensométrica en un ensayo hasta rotura.

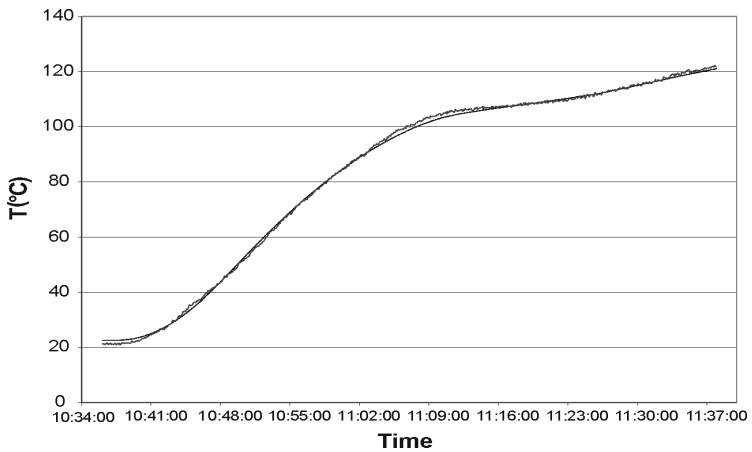


Figura 8. Superposición de las medidas de temperatura obtenidas con la fibra óptica y con el termopar.



Figura 9. Vista del ensayo realizado sobre un modelo de dos vanos reforzado con fibra de carbono.

unos directamente aplicados a la estructura de hormigón (sensor A, figura 10) y otros colocados sobre el material de refuerzo (sensores B,C, y D, Figura 10). En la figura 10 puede verse también los puntos de aplicación de las cargas en el ensayo hasta rotura de la viga. Asimismo, en una serie de puntos, junto a los sensores de fibra óptica se han colocado también bandas extensométricas para verificar la bondad de las medidas tomadas por los sensores FBG. El ensayo hasta rotura en laboratorio de la estructura reparada ha puesto de manifiesto dos resultados relevantes [15]. Por una parte, se ha verificado que las bandas extensométricas y FBG colocados en el mismo punto reflejan medidas análogas, validando la factibilidad de la utilización de los sensores de fibra óptica en la monitorización continua de estructuras reparadas mediante materiales compuestos (Figura 11). En segundo lugar, la utilización de la fibra óptica ha permitido medir las diferencias de deformación existentes en un mismo punto entre el sustrato de hormigón y el material de refuerzo (Figura 12), indicando una falta de compatibilidad en la deformación entre el elemento de refuerzo y el elemento reforzado incluso para niveles bajos de carga, lo cual es debido a las propiedades de deformabilidad a cortante del material de unión entre ambos. Este es un resultado de alto valor experimental, puesto que la mayoría de criterios y recomendaciones existentes en la actualidad para el dimensionamiento de tales refuerzos hacen la hipótesis de compatibilidad total de deformaciones entre el hormigón y el material de refuerzo. Esto facilita mucho el cálculo, pero, visto el comportamiento real, puede llevar a dimensionamientos no completamente del lado de la seguridad o bien, en otros casos, a soluciones sobredimensionadas que suponen un alto coste económico. La técnica de medida puesta a punto en este proyecto, utilizando la fibra óptica, permitirá, tras su aplicación a otros casos y ensayos, obtener una recomendaciones de diseño más ajustadas a la realidad [15,16,17]

4. RESULTADOS CIENTÍFICO-TÉCNICOS

Los ensayos han puesto de manifiesto una serie de resultados que son el primer paso en la implementación de los nuevos sensores en las estructuras y puentes reales. Así, podemos destacar:

Es posible y fácil la colocación de sensores de fibra óptica tipo Bragg grating (FBG) tanto en estructuras de hormigón nuevas como existentes, sin más que tener unos mínimos cuidados en la colocación y vibrado del hormigón en la zona próxima a la que ocupan los sensores. No son necesarias operaciones o dosificaciones alejadas de las habituales en este tipo de estructuras. Así, una vez finalizados los ensayos en las vigas, se demolió el hormigón que envolvía los sensores, pudiendo observarse tanto el estado de corrosión de las armaduras tras el ataque acelerado, como que la posición de los sensores era la correcta tras el hormigonado (Figura 13). Los problemas que pueden aparecer son más bien a largo plazo, y fruto, no tanto de los sensores en sí como de la degradación que determinados entornos pueden producir en las partes más expuestas de los sistemas de medida, como pueden ser las terminales de los cables, los conectores, los cabezales del sensor (Figura 14), que pueden sufrir daños de consideración que llegan a inutilizar el sistema de medida si no son protegidos convenientemente. Este problema provocó que al cabo de 6 meses de ataque acelerado, a pesar de que los sensores de fibra óptica embebidos seguían en buen estado, no se pudieran hacer medidas posteriores para el seguimiento de la corrosión. Este es un punto muy a tener en cuenta en la aplicación a estructuras reales.

– Se ha verificado la exactitud y precisión de las medidas tomadas por los sensores de fibra óptica tipo FBG tanto cuando se embeben dentro de una estructura de hormigón que se está construyendo como cuando se adhieren a la superficie exterior de una estructura existente que se está reparando. Por tanto, ha quedado plenamente validado el sistema de medida de fibra óptica para su aplicación en la medida de deformaciones y temperaturas.

– La utilización de los FBG permite detectar el fenómeno de diferencia de deformación entre el hormigón y la fibra de material compuesto de reparación por efecto de la deformación por cortante de la resina de unión. Ello es de interés fundamental para el establecimiento de criterios de diseño para refuerzo de estructuras con materiales compuestos.

– Las diferentes tipologías de sensores utilizados han puesto de manifiesto que la implementación más fácil para la medida de la corrosión en las armaduras es mediante el contacto directo o el pegado sobre la misma. La solución de enrollado helicoidal directamente sobre la armadura tienen el problema de la fragilidad de la fibra juntamente con la existencia de la corruga, lo que hace que la fibra acabe rompiéndose. Una solución alternativa es el enrollado sobre una barra-testigo lisa, colocada cerca de la armadura real (ver figuras 3 y 13), de tal manera que la corrosión afecte en la misma medida a ambas.

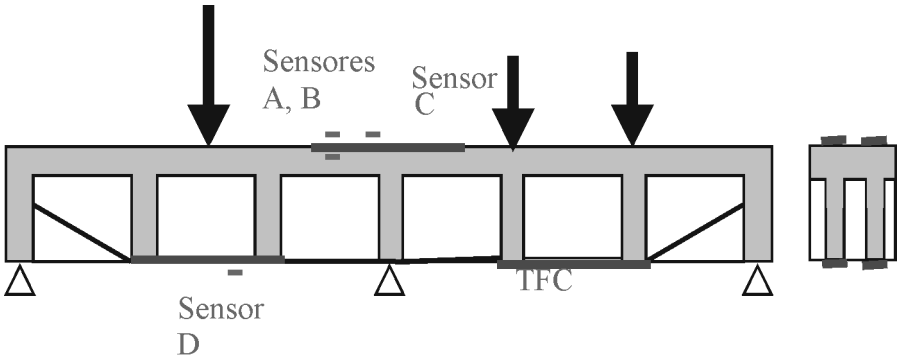


Figura 10. Situación de los sensores de fibra óptica, refuerzo de TFC y cargas. Sensor A aplicado sobre el hormigón. Sensores B,C y D aplicados sobre la fibra.

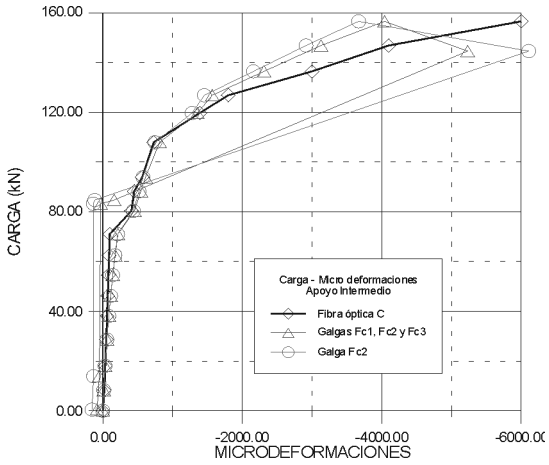


Figura 11. Comparación de los resultados obtenidos en las bandas extensométricas y sensor de fibra óptica del tipo FBG colocados en el mismo punto.

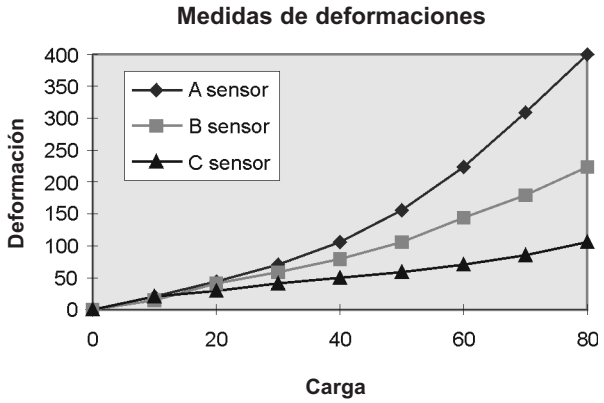


Figura 12. Deformaciones medidas por los sensores de fibra óptica. El sensor A se colocó directamente sobre el hormigón y el sensor B en el mismo punto pero sobre la fibra de carbono. El sensor C está colocado sobre la fibra en la sección de apoyo intermedio (Ver figura 10).



Figura 13. Posición del sensor y estado de las armaduras en una de las vigas ensayadas.



Figura 14. Detalle de un conector exterior del sensor donde se aprecia el ataque.

5. CONCLUSIONES Y PERSPECTIVAS DE FUTURO

A pesar de los problemas de medición a largo plazo que hemos comentado, que pueden resolverse fácilmente con una protección adecuada de todos los elementos del sensor, los resultados obtenidos nos hacen ser optimistas acerca del desarrollo futuro de las estructuras inteligentes. En efecto, a pesar de que no ha sido posible una medida a largo plazo de los sensores embebidos dentro del hormigón, las medidas obtenidas al cabo de seis meses, así como los resultados experimentales

en las vigas reforzadas son muy satisfactorios, poniendo de manifiesto la posibilidad de monitorización continua de estructuras reparadas mediante los sensores de fibra óptica. Por ello, aunque en este momento no se entreve todavía una aplicación directa de los resultados, siendo necesaria, la aplicación a un prototipo de puente real y no a modelos de laboratorio, los resultados preliminares permiten ser optimistas respecto a su aplicación a estructuras reales. En esta línea de futuro es en la que se está trabajando en la actualidad.

6. REFERENCIAS

[1] Casas, J.R.: " Safety of prestressed concrete bridges to fatigue: Application to Serviceability Limit State of Decompression" , *ACI Structural Journal*, Vol. 97, N.1, pp. 68-74, 2000

[2] Casas, J.R.: "Posibilidades de las TIC en la gestión de estructuras. Capítulo del Libro " Innovación y Nuevas Tecnologías en la Ingeniería Civil". Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2003

[3] Cots, C.; Godes, A.; Gettu, R.; Aire, C. : "Utilización de materiales compuestos en la reparación y el refuerzo". Capítulo de la Monografía CIMNE, N. 65, pp. 179-192, 2002

[4] Aire, C.;Gettu, R.; Casas,J.R.: "Study of the Compressive Behavior of Concrete Confined by Fiber Reinforced Composites", Composites in Construction (Porto, Portugal), Eds. J.Figueiras et al., pp. 239-243, 2001.

[5] Aire, C.: " Estudio experimental del comportamiento del hormigón confinado sometido a compresión ". Tesis Doctoral. ETSECCPB-UPC, 2002

[6] Dos Santos, A.C.; Gettu, R.; Bittencourt, T.: "Study of the Bond Failure Between Carbon Fibers and Concrete Under Shear", Composites in Construction (Porto, Portugal), Eds. J.Figueiras et al., pp. 223-226, 2001.

[7] Pérez, A.: " Fibre optic sensors: Application to the long-term monitoring of civil engineering structures". Tesina de Especialidad, ETSECCPB-UPC, 2001

[8] Casas, J.R.; Cruz, P.: "Fiber Optic Sensors for Bridge Monitoring". *Journal of Bridge Engineering (ASCE),* Vol. 8, N. 6, 2003

[9] Casas, J.R.: "Structural Control of Bridges: Recent Experiences in cable-stayed bridges". III IASC International Workshop on Structural Control. París, 2000.

[10] Jara, M.; Casas, J.R.**: "**Methodology for the selection of hysteretic isolation devices for concrete bridges". FIB Symposium on Concrete Structures in Seismic Regions, Atenas (Grecia), 2003

[11] Casas, J.R.; Frangopol, D.: "Monitoring and Reliability Management of Deteriorating Concrete Bridges", Second International Workshop on Life-Cycle Cost Analysis and Design of Civil Infrastructure Systems. Universidad de Yamaguchi, Ube, Japón, pp. 127-141, 2001

[12] Casas, J.R.: "Recent Advances in Long-Term Monitoring of Bridges". Capítulo del Libro " Recent Advances in Experimental Mechanics", Kluwer Academic Publishers, pp. 715-727, 2002

[13] Ollé, R.: "Estudi experimental per al desenvolupament d´un sistema de monitorització de danys en estructures de formigó". Tesina de Especialidad, ETSECCPB-UPC, 2002

[14] Aparicio, A.C.; Casas, J.R.; Cruz, P.S.: "Deterioration and structural performance of reinforced concrete beams". III International Workshop on Life-Cycle Cost Analysis and Design of Civil Infrastructure Systems, Ecole Polytechnique Federale, Lausanne, 2003

[15] Salaverría, J.: "Estudio experimental sobre la reparación y refuerzo de puentes utilizando fibras sintéticas y pretensado exterior". Tesis Doctoral. ETSECCPB-UPC, 2003

[16] Casas, J.R.; Ramos, G.; Díaz, S.; Güemes, J.A.: "Intelligent Repair of Existing Concrete Structures", *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering,* Vol. 17, pp. 43-52 , 2002

[17] Casas, J.R.**;** Diaz, S.; Ramos, G.; Güemes, J.A.; Aparicio, A.C.: " Monitorización avanzada de estructuras reparadas con materiales compuestos ". *Hormigón y Acero,* N. 227, pp. 27-37, 2003

ache

Aproximación a las pérdidas de pretensado en viguetas de cemento aluminoso

Losses approximation of alumina concrete pre-stressed small beams

V. Alegre
Ingeniero de Caminos. Director Técnico de COTCA

T. Antonio
Ingeniero de Caminos. Director del Departamento de Estructuras de COTCA

E. Carrasco
Departamento de Estructuras de COTCA

J. Terzán
Ingeniero Industrial. Director del Laboratorio de COTCA

RESUMEN

Los hormigones aluminosos son ampliamente conocidos por características como la resistencia a los sulfatos y/o al agua del mar, además de su rápido endurecimiento. Concretamente esta última propiedad fue la que propició su uso en elementos prefabricados (se alcanza en un par de días la resistencia que con cemento Portland se alcanza en un mes), aunque en determinadas condiciones ambientales se producen fenómenos de deterioro.

El retraso de la prohibición del uso de las viguetas con cemento aluminoso pretensadas trajo consigo su aplicación como elemento resistente en forjados, principalmente entre los años 1947 y 1965.

La reología del cemento aluminoso plantea la pregunta de si las pérdidas de pretensado no serán mayores con la transformación del aluminato y el aumento de la porosidad en el tiempo.

Para evaluar el comportamiento en servicio de los forjados de viguetas pretensadas de cemento aluminoso es necesario ensayar estas viguetas para definir el estado actual de los forjados de este tipo en edificaciones de entre 35 y 50 años de vida útil. Esto dio lugar en 1995 a un proyecto de investigación sobre metodologías de ensayo para la evaluación de pérdidas de pretensado en viguetas y semiviguetas pretensadas de cemento aluminoso para la CIRIT (1). Se ha considerado de interés poner en conocimiento los pocos resultados relativos a las posible pérdidas adicionales de pretensado y algunas conclusiones para concienciar de la importancia de su determinación para valorar cómo afectan principalmente al comportamiento en servicio.

SUMMARY

The alumina concrete is largely known by properties as sulphates and/or seawater resistance, as well as its quick hardening. Specifically the last, was the one which contributed to the alumina concrete use in prefabricated elements (the resistance of Portland concrete at 30 days is reached by alumina concrete in only a couple of days). Although in determined environmental conditions damage phenomena are produced as is described further on.

The delay in the prohibition on the use of alumina concrete pre-stressed small beams brought about is application as resistant element in slab floor, mainly in the 50's (1947-1965).

The reology of alumina concrete arise us a question: are the pre-stressed losses greater after the transformation of aluminates and the increase of porosity?

To evaluate service limit state behaviour is necessary to test the small beams to define the current conditions of security in buildings of 35 to 50 years old. In 1995 it motivated an investigation about pre-stressed losses in alumina concrete pre-stressed small beams for the CIRIT (1). It is considered interesting to inform about the results on the pre-stressed losses and some conclusions resulted from.

1. EL CEMENTO ALUMINOSO EN FORJADOS

El colapso el 11 de noviembre de 1990 de un forjado de cubierta con viguetas armadas de cemento aluminoso en Barcelona constituyó un punto de inflexión en varios aspectos relacionados con el mundo de la construcción, y con la sociedad en general.

En el mundo de la construcción, como positivo, ha obligado a los técnicos a desarrollar los conocimientos sobre un material que era poco conocido para la mayoría, y a incorporar paulatina y principalmente, entre otros, el concepto de mantenimiento… ("las estructuras no son eternas").

En general no se realiza un estudio en profundidad del comportamiento del forjado (estudio técnico), ni ensayos que ayuden a delimitar con precisión las variables del modelo de cálculo que permita definir la situación actual del forjado. A pesar de los esfuerzos por crear una metodología no se ha impuesto, en general, el criterio técnico de analizar el estado actual y el comportamiento en servicio del forjado, imponiéndose sin embargo el realizar refuerzos que, si no se analiza el problema, deberían plantearse como sustitutivos. Por otra parte en general estos refuerzos transmiten esfuerzos excéntricos a las paredes de carga en que se apoyan que también deben considerarse. Eso tampoco quiere decir que no hay circunstancias en las que no se hayan encontrado soluciones claramente necesarias, drásticas y eficaces para resolver las mermas de seguridad.

Desde el punto de vista técnico, en relación al cemento aluminoso quedan temas por avanzar en su conocimiento. De entre los múltiples interrogantes técnicos que en este caso quedan por resolver o en los que se podría avanzar más, se pueden destacar los siguientes: ¿Es posible medir la degradación del hormigón de cemento aluminoso a partir de la relación agua/cemento? o ¿Cómo evoluciona la degradación de una vigueta en la que se produce una hidrólisis alcalina? o ¿Qué influencia tienen los áridos y cemento más comúnmente empleados en dicho proceso? o ¿Qué diferencias de comportamiento tiene el hormigón de cemento aluminoso de una vigueta armada, pretensada o cerámica? o ¿Cómo influye la porosidad en la resistencia, con los cementos y áridos de cada zona y de cada tipología de forjado?

En este documento se pretende avanzar en la respuesta de una última pregunta: ¿Qué pérdida adicional de pretensado ha supuesto la transformación de los aluminatos en viguetas y semiviguetas pretensadas?. Se comentan datos puntuales de forjados en los que ha sido posible establecer una metodología que permite avanzar en el conocimiento del comportamiento en servicio residual del forjado de viguetas de cemento aluminoso pretensadas, midiendo las pérdidas de pretensado actual tras un período de vida útil elevado.

Los datos obtenidos de ensayos son pocos, pero significativos y suficientes para abrir el camino a ensayos de este tipo que permitan caracterizar mejor las pérdidas.

2. LOS INICIOS

Las viguetas pretensadas nacen en España en 1947 para hacer competencia a las viguetas armadas que estaban en manos de los monopolios de las acererías, ya que en esa época se precisaban certificados de pedidos oficiales para obtener cemento y hierro. Esto hacía imposible crear empresas de prefabricados de ámbito mediano.

En 1948 se empiezan a fabricar viguetas prefabricadas pretensadas de cemento aluminoso, bajo el nombre de vigueta AYSA. Entre las ventajas que señala el informe entregado en la D.G.A. destacan:

– "No precisa certificados ni pedidos oficiales de cemento y hierro".

– "Supresión de encofrados". Como ya se ha comentado el hormigón aluminoso es de rápido fraguado, de manera que permitía cortar los alambres a las 48 h y utilizar de nuevo los bancos para seguir fabricando viguetas.

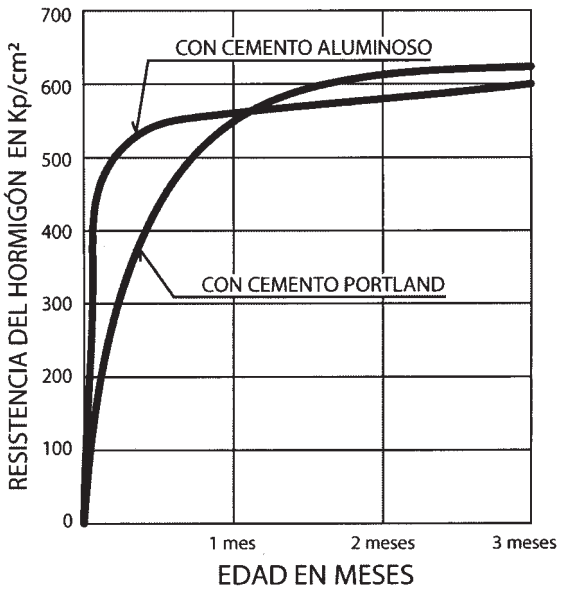


Figura 1. En esta gráfica se representa la rápida ganancia de resistencia a corta edad y 2°C (2).

La memoria indicaba una dosificación de 450 kg/m^3, una relación agua/cemento de 0.3 a 0.4, los áridos dosificados según la curva de FULLER, siendo el cuidado del curado exquisito: "en agua o, al menos, intensamente regadas los siete primeros días".

El desarrollo en Cataluña fue mayor, con gran proliferación de fábricas de viguetas prefabricadas pretensadas con cemento aluminoso.

Como consecuencia de esto hay que hacer notar que el trabajo del hormigón con cemento aluminoso, en el caso de estos prefabricados era realmente dominado. Sólo la falta de tecnología en fábrica podría tener un riesgo añadido. No hay que olvidar, en cualquier caso, que al cortar los alambres de pretensado en el banco a las 48 horas, se producía una prueba de carga que podría romper la vigueta si la fabricación era mala (el hormigón debía alcanzar una resistencia a compresión de 30 Mpa). En fábricas tecnificadas tenían un banco de pruebas para muestrear la producción.

3. EL DETERIORO

En las viguetas pretensadas fabricadas con cemento aluminoso existen varios factores de riesgo a considerar en su vida útil:

Como consecuencia de mezclar el cemento aluminoso con agua se produce:

– La "conversión", que consiste en un cambio de la estructura cristalina del sistema hexagonal al cúbico produciendo un incremento de porosidad que puede llegar al 20% y una disminución de la resistencia con el tiempo.

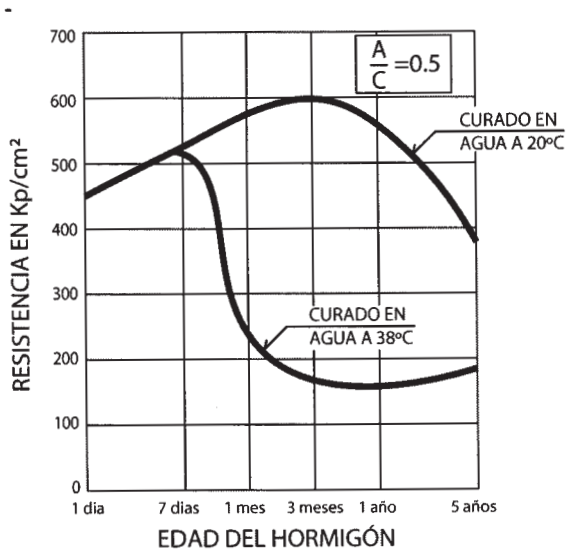


Figura 2. Evolución de la resistencia del hormigón con cemento aluminoso en el tiempo (2).

– La hidrólisis alcalina, en la que los álcalis de los áridos o del cemento, cuando existen, reaccionan con CO_2 y humedad, descomponiendo los aluminatos de calcio hidratados en $Al_2O_3 \cdot 3H_2O$ y CO_3Ca, lo que conlleva a una pulverización.

– La carbonatación rebaja el pH y se dejan las armaduras desprotegidas al no quedar en un ambiente alcalino que evite su oxidación.

– Como consecuencia de la mayor porosidad y el bajo pH el acero de las armaduras vuelve a su estado natural oxidándose y perdiendo sección y por lo tanto resistencia al igual que el hormigón.

– En el caso del pretensado el fenómeno llevará acompañado una pérdida de pretensado a acotar y sumar a las pérdidas habituales instantáneas y diferidas (retracción, fluencia y relajación del acero). Este aspecto es el que se analiza en el presente documento.

Existe por último otro grupo de factores de riesgo a tener en cuenta (influencia de cloruros, iones agresivos, humedad del ambiente, temperatura…)

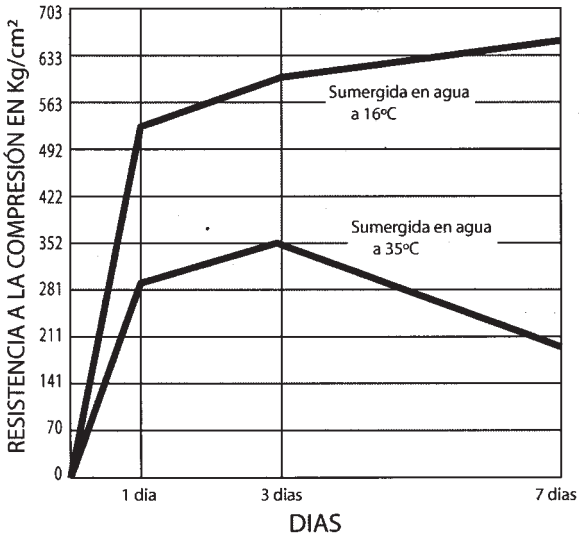


Figura 3. Influencia de la temperatura en la resistencia en cementos aluminosos (3).

4. DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS

Para la evaluación de las pérdidas de tensión en los alambres de pretensado se ha podido disponer de dos tipos de forjado unidireccional del cual se han utilizado las viguetas para ensayar los alambres. En la tabla 1 se indican los datos referentes a los mismos.

El forjado A, es un forjado de vigueta completa y revoltón y el único ensayo realizado consiste en cortar un alambre de una vigueta que posteriormente será sustituida funcionalmente, para, a partir del acortamiento de un trozo de alambre, valorar las pérdidas de pretensado.

Los ensayos están basados en la extensometría (se trata de un método semidestructivo) y permiten obtener la tensión de los alambres. Existe otro método semidestructivo que a partir de la frecuencia de vibración de un alambre obtiene la tensión del mismo. Su validez se demuestra en la investigación que se hizo para la CIRIT (1) en 1995 pero son necesarios más ensayos para acotar la precisión.

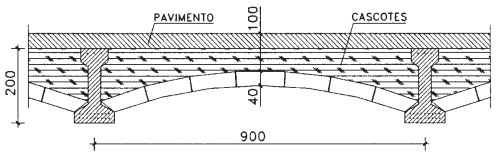
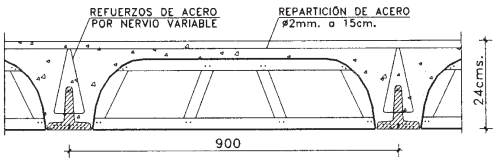
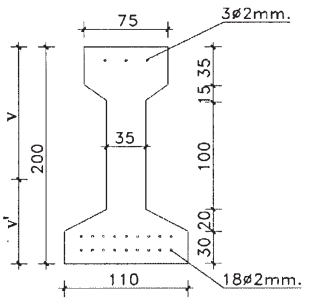
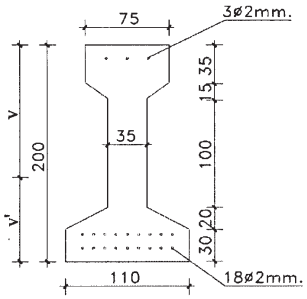
El procedimiento consiste en eliminar el recubrimiento mecánicamente sin dañar los cables en una longitud suficiente, y colocar dos galgas extensométricas en el centro de la zona de estudio y en los lados diametralmente opuestos del alambre a fin de estimar posibles componentes de flexión.

El montaje utilizado para las galgas ha sido el de cuarto de puente a tres hilos, habiéndose utilizado galgas de 1 mm de rejilla.

En todos los casos los alambres ensayados eran de 2 mm de diámetro.

En cada vigueta, una vez realizada la instalación de las galgas y antes de empezar a cortar, se ha procedido a establecer el cero inicial de referencia para las lecturas. Seguidamente se han cortado los alambres vecinos al estudiado a fin de poder

Tabla 1. Datos referentes a los dos tipos de viguetas y forjados

	Forjado de viguetas pretensadas (A)	Forjado de semiviguetas pretensadas (B)
DETALLE FORJADO		
DETALLE VIGUETA		
CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN	A_c = 109.125 cm^2 A_p = 0.0942 cm^2 (superior) A_p = 0.5655 cm^2 (inferior) I = 5041.08 cm^4 v = 11.86 cm v' = –8.14 cm	A_c = 55.5 cm^2 A_p = 0.1571 cm^2 (superior) A_p = 0.8953 cm^2 (inferior) I = 613.1 cm^4 v = 8.15 cm v' = –3.85 cm
EDAD DE LA VIGUETA	40 años (en 1995)	35 años (en 1995)
RESISTENCIA DEL HORMIGÓN	f_{ck} = 40 Mpa	f_{ck} = 37.5 Mpa
TENSIÓN INICIAL DE PRETENSADO SEGÚN CERTIFICADO DE USO	1200 MPa	1270 MPa
LONGITUD DE LA VIGUETA	4.4 m	6.6 m
HIPÓTESIS DE CÁLCULO	Humedad: 60% Edad comienzo retracciónb: 0 días Edad de puesta en carga: 28 días Relajación final: 9.4% Cargas: forjado (2 KN/m^2) + cargas muertas (1.5 KN/m^2)	Humedad: 60% Edad comienzo retracciónb: 0 días Edad de puesta en carga: 28 días Relajación final: 16.3% Cargas: forjado (2 KN/m^2) + cargas muertas (1.5 KN/m^2)

acceder a él con comodidad y cierta precisión. Durante el proceso de corte de los vecinos se han registrado las variaciones de carga en el alambre instrumentado.

Se comprobó que los alambres estaban sometidos a cierta componente de flexión ya que una vez cortados se curvaban de manera que los valores de tensión resultantes del ensayo son los correspondientes a valores medios de la deformación. La flexión mencionada podría provenir del hecho de que los alambres estuvieran bobinados antes de utilizarse para la fabricación de las viguetas.

Los ensayos realizados sobre el forjado B de semiviga pretensada son de dos tipos, por un lado se ensaya la pérdida de pretensado de un alambre de seis semiviguetas previamente instrumentadas con galgas extensométricas, como en el caso anterior y por otra parte se realiza pruebas de carga en servicio y en rotura sobre 16 tramos de forjado realizado con este tipo de semiviguetas, que correspondían a lotes similares a los de las semiviguetas de ensayos anteriores. Para ello se cortaron con máquina de disco y se transportaron a un banco de pruebas situado en el patio del edificio. El objeto era estudiar la posible repercusión de las pérdidas adicionales de pretensado.

5. ANÁLISIS NUMÉRICO

Pérdidas de pretensado en alambres

Hay que tener en cuenta que los ensayos se realizaron sobre elementos en los que ya se había producido la transformación total de los aluminatos y por lo tanto, salvo disfunciones o agresiones externas sobre las viguetas, no habrá un aumento de la porosidad. Las pérdidas de pretensado por esta razón se habrán desarrollado por completo.

En principio, de forma general, las semiviguetas deben tener valores de pérdidas de pretensado instantáneas y diferidas mayores que las viguetas pretensadas ya que la precompresión es mucho mayor en las primeras, y son de esperar para esas mayores fuerzas de pretensado y mayores pérdidas de relajación del acero.

El cálculo de las pérdidas totales teóricas (suma de instantáneas y diferidas) se llevó a cabo con las hipótesis de partida que mejor modelizaran el comportamiento real de cada tipo de vigueta, y a partir de certificados de uso de la época que definían la tensión inicial de los cables de pretensado.

El cálculo de las pérdidas de los dos casos se realizó en base a lo dispuesto en la EHE teniendo en cuenta las hipótesis descritas anteriormente.

Según la norma se contemplan las siguientes pérdidas:

- instantáneas debidas al acortamiento elástico del hormigón,
- diferidas, debidas a los fenómenos de retracción y fluencia del hormigón y a la relajación del acero.

De acuerdo con esto, los cálculos reflejan las pérdidas en una vigueta que no ha sufrido ningún tipo de deterioro, ningún tipo de descenso de la resistencia.

Los resultados teóricos son los siguientes:

- Caso (A): Las pérdidas teóricas resultan del 19.7%.
- Caso (B): Las pérdidas teóricas resultan del 36%

Al calcular las pérdidas diferidas, es necesario el cálculo de los coeficientes de retracción y fluencia. Para tener en cuenta la influencia de la temperatura: en el coeficiente de retracción se debe multiplicar por un factor corrector, y en el caso de la fluencia se debe modificar el tiempo de puesta en carga por un tiempo equivalente. Este modelo también permite considerar la influencia del tipo de cemento, aunque para el caso del cemento aluminoso no se conoce dicha influencia en la bibliografía consultada.

El modelo no tiene en cuenta la influencia de la relación agua/cemento.

Tampoco se hace referencia al tipo de árido y la relación árido/cemento lo que evitaría la sobrestimación de la retracción ya que, al contrario que la pasta, el árido no sufre retracción. Con respecto a la fluencia, el tipo de árido y la relación árido/cemento juegan un papel importante ya que a mayor módulo de deformación del árido, menos deformación por fluencia.

Tabla 2. Resultados de los ensayos sobre los alambres de 6 semiviguetas y una vigueta

Identificación	Lecturas (με)	Tensiones (MPa)
AL 3/2 Forjado JA	-3755 -3755	774
AL 1/1 Forjado JA	-1928 -4521	664
AL 2/2 Forjado J/A	-4198 -3724	890
AL 4/3 Forjado JA	-5157 -2100	747
IL 1/2 Forjado I.I	-3555 –3555	732
IL 4/1 Forjado I.I	-3660 -3660	754
RA 1 Forjado R.A.	-5000	1000

- El módulo de elasticidad del acero en los 6 primeros es 206000 MPa.
- El módulo de elasticidad del acero de la vigueta es de 200000 MPa.
- En tres alambres se observa la presencia de una componente de flexión que ha sido contrastado por el hecho de que los alambres se curvan una vez cortados. El orden de magnitud de este efecto se ha evaluado por cálculo encontrándose valores perfectamente concordantes con los observados.
- Las semiviguetas se ensayaron tras su extracción y la vigueta "in situ".

6. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

Los resultados obtenidos en los alambres de las semiviguetas y el alambre se resumen en la tabla adjunta (Tabla 2).

Caso (A): Las pérdidas teniendo en cuenta la tensión inicial de 1200 MPa resultan de un 16.6%.

Caso (B): Las pérdidas teniendo en cuenta la tensión inicial de 1270 MPa resultan de un 40% a 50%.

Los resultados de las pruebas de carga en servicio y en rotura para el forjado de semivigas se adjuntan en la Tabla 3. Las semivigas en las que se cortaron los alambres corresponden a tramos de forjado equivalentes, y se extrajeron de tramos adyacentes a los ensayados.

7. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

Como se puede observar en el primer caso las pérdidas teóricas son superiores a las realmente medidas en el ensayo. Al obtener este resultado se volvió a realizar el cálculo teniendo

Tabla 3. Resultados de las pruebas de carga de los forjados

	Momento (m.kp)	Contraflecha (mm)	Fisuración (γ)	Rotura (γf)	Relación entre rot/fis.
FORJADOS EDIFICIO I.I	2035	2	1,7	2,87	1,67
	2035	4	2,16	2,75	1,27
	3337	11	1,16	2,05	1,7
	3337	2	1	1,54	1,5
	3277	2	1,25	1,89	1,15
FORJADOS EDIFICIO J.A.	3557	10,5	1	1,33	1,33
	3557	2,5	0,75	1,14	1,8
	2577	5	1,25	1,8	1,67
	3446	13,5	1,22	1,51	1,45
	3337	12,5	1	1,38	1,38
FORJADOS EDIFICIO J.C.	2787	3	1,25	2	1,6
	2787	6	1,1	1,92	1,73
	2787	3	1,22	2	1,64
	2787	9	1,11	2	1,8
	1815	1	1,6	3,2	2
	1815	7	1,89	3	1,6

en cuenta la pérdida de resistencia del hormigón de cemento aluminoso con el tiempo y también variando las solicitaciones, pero esto no supuso una variación importante en el resultado final.

En el primer caso (A) las pérdidas teóricas son mayores que las obtenidas en el ensayo: ¿no se ha producido ningún deterioro, ninguna pérdida de resistencia? es más, ¿se ha ganado resistencia?. En absoluto, lo único que ha sucedido es que las pérdidas reales son menores y no se conoce formulación específica que dé resultados más aproximados a los reales, porque a pesar de los numerosos estudios sobre el comportamiento del hormigón con cemento aluminoso, su comportamiento en viguetas pretensadas apenas es conocido: ¿cómo afecta el ambiente a estos elementos?, ¿cómo se deben evaluar las pérdidas?, ¿afecta a las pérdidas que sea semivigueta o vigueta?, ¿cómo afecta la historia de cargas?

Al realizar un solo ensayo el resultado sólo sirve para abrir la discusión y proponer ampliar los ensayos de este tipo.

En el segundo caso (B) las pérdidas son realmente importantes, siendo las teóricas menores que las reales, con lo que es posible que la diferencia pueda deberse a alguno de los mecanismos de degradación vistos anteriormente, en especial al aumento de porosidad por la conversión de los aluminatos. Se pudieron hacer 16 pruebas de carga en las que se midieron las deformaciones en forjados de semiviguetas pretensadas de

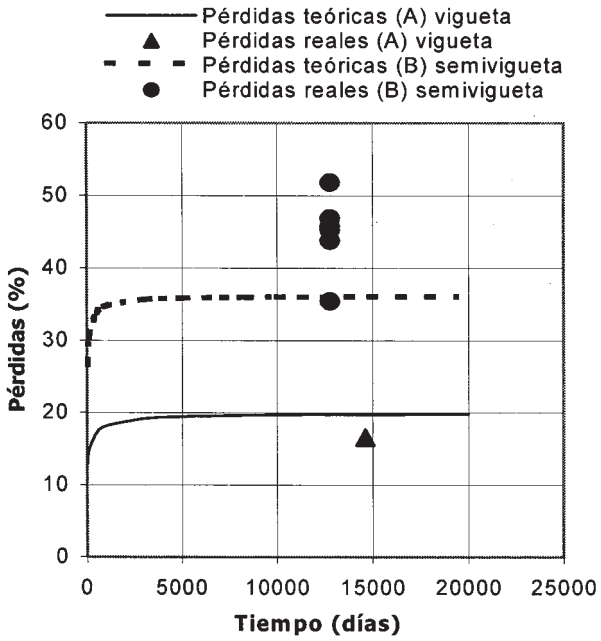


Figura 4. Gráfica comparativa entre las pérdidas teóricas y las pérdidas reales.

Tabla 4. Comparación de los resultados de los ensayos con los cálculos teóricos

FORJADO B		VALORES TEÓRICOS		ENSAYOS	
	Luz (m)	Momento de fisuración teórico (mxkg)	Flecha teórica (cm)	Momento de fisuración (mxkg)	Flecha (cm)
FORJADOS EDIFICIO I.I	5,6	2.690	0,50	3.290	0,41
	5,6		0,50	4.600	0,3
	5,5		0,46	4.300	0,4
	5,6		0,50	3.270	0,53
	5,5		0,46	4.900	0,26
FORJADOS EDIFICIO J.A.	5,7		0,60	3.120	0,43
	6		0,73	1.870	0,5
	5,7		0,60	3.120	0,41
	5,8		0,64	2.890	0,44
	5,7		0,60	2.980	0,7
FORJADOS EDIFICIO J.C	5,8		0,70	4.030	0,53
	6,2		0,91	3.580	0,76
	6,2		0,91	3.880	0,62
	6,3		0,97	3.600	0,60
	6,2		0,91	3.300	0,51
	6,4		1,04	3.800	0,7

cemento aluminoso, en servicio y hasta llevarlos a rotura. Los momentos de fisuración medidos en los forjados resultaron ser mayores que los teóricos calculados. Las flechas teóricas en servicio calculadas fueron mayores que las medidas. De lo mismo se deduce que a pesar de las pérdidas obtenidas, otros mecanismos resistentes no considerados diluyen la importancia de las pérdidas.

Los valores obtenidos en los ensayos de rotura por flexión, donde por otra parte ya no tienen influencia las pérdidas de pretensado, tienen mucha dispersión. Estas pérdidas podrían afectar, en todo caso, a una rotura por esfuerzo de corte en los apoyos, que aquí no se produce.

8. CONCLUSIONES

De los ensayos realizados en las semiviguetas y la vigueta para evaluar la pérdida de pretensado de los cables, y sobre tramos de forjado para estudiar la repercusión de dichas pérdidas se puede concluir lo siguiente:

- Se ha establecido una metodología para medir las pérdidas de pretensado en alambres de viguetas y semiviguetas pretensadas de cemento aluminoso con una vida útil de más de 30 años.

- Se ha constatado en el caso de vigueta completa valores normales de pérdidas, y en el caso de semiviguetas valores altos, algo superiores a los teóricos. Al ser el número de viguetas ensayado escaso, no se pueden extrapolar conclusiones que permitan definir órdenes de magnitud de pérdidas adicionales por el hecho de ser viguetas fabricadas con cemento aluminoso.

- El desconocimiento de la historia de cargas y los valores medios dados como hipótesis de partida suponen una limitación a la validación de los modelos de comportamiento, constatándose con los ensayos realizados una buena respuesta en servicio, a pesar de las pérdidas adicionales.

- Se considera importante ampliar este tipo de ensayos que permite definir la capacidad residual en servicio. Mientras no existan modelos que consideren esta posible pérdida adicional, se considera técnicamente adecuado medirla en cada caso con ensayos semidestructivos como los planteados para valorar el coeficiente de mayoración de acciones en servicio.

9. AGRADECIMIENTOS`

Los autores quieren agradecer a la "Comissió Interdepartamental de Recerca i Innovació Tecnológica" (CIRIT) de la Generalitat de Catalunya la financiación concedida para la realización del presente trabajo a través del proyecto de innovación tecnológica "Diagnosi mitjançant mètodes destructius i semidestructius a elements constructius. Aplicació a bigues i forjats pretensats".

10. REFERENCIAS

(1) COTCA, Proyecto de investigación: "Diagnosi mitjançant mètodes destructius i semidestructius a elements constructius. Aplicació a bigues i forjats pretensats" para la "Comissió Interdepartamental de Recerca y Innovació Tecnológica" (CIRIT) 1995. Barcelona.

(2) CALAVERA, J. "Patología de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado". Tomo I. INTEMAC, 1996, Madrid.

(3) E.M. LEA y DESCH. "Química del cemento y el hormigón", 3ª edición. Edward Arnold Editores, 1970. Londres.

(4) Comisión Permanente del Hormigón. "Instrucción de Hormigón Estructural EHE", Ministerio de Fomento, 1999. Madrid.

(5) Grupo Español del Hormigón. "Caracterización de las propiedades diferidas del hormigón y su incidencia estructural", Boletín núm. 22, 1998.

ache

Estudio experimental de leyes momento curvatura en servicio de piezas de hormigón armado sometidas a flexión pura

Experimental study on the influence of cover a quantity of reinforcement with different diameters in the moment curvature relationship

♦

Jorge Ley Urzáiz
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Director del Área de Ensayos Estructurales de INTEMAC

♦

José Calavera Ruiz
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Catedrático Emérito de Edificación y Prefabricación de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid.
Presidente de INTEMAC

RESUMEN

Con el objetivo de cuantificar la influencia que en los diagramas momento-curvatura de piezas de hormigón armado pudiera tener el cubrir una cuantía de armadura empleando barras de distintos diámetros se ha efectuado un estudio experimental consistente en ensayar 16 vigas sometidas a momento flector constante en los cuatro metros centrales. Se han realizado ensayos correspondientes a cinco cuantías distintas sobre vigas de 6,5 m de longitud. Las vigas estaban instrumentadas con transductores de desplazamiento, galgas extensométricas y células de carga para determinar su respuesta estructural. Del análisis de los resultados experimentales se extraen conclusiones relativas a la no influencia en la flecha y en el diagrama momento curvatura del parámetro analizado.

SUMMARY

In order to quantify the influence of cover the same area of the reinforcing bars using different bar diameters on the moment curvature diagram of concrete beams submitted to constant bending moment an experimental programmme has been conducted. The experimental tests have been performed on sixteen simply supported beams. The beams have been instrumented with displacement transducers, strain gauges and load cells to determine their structural response. Some conclusiones may be derived from the experimental results. Basically the parameter studied has not influence in the moment curvature diagramme.

1. MOTIVACIÓN Y OBJETIVOS DEL PROYECTO

El conocimiento de los diagramas momentos-curvatura a nivel de sección de piezas de hormigón armado sometidas a flexión simple es necesario para el análisis del comportamiento no lineal de estructuras hiperestáticas, tanto en estado límite último como en estado limite de servicio de las citadas piezas.

Los estudios experimentales realizados previamente a nuestra investigación, fundamentalmente han estudiado la influencia de los parámetros que a continuación se refieren: cuantía de armadura, presencia de esfuerzo axil, calidad de acero y del hormigón, la forma de distribución de esfuerzos, la razón entre el canto y armadura de la viga y la cantidad y disposición de estribos. Estas investigaciones esencialmente estaban orientadas a analizar el comportamiento no lineal de estructuras hiperestáticas centrándose especialmente en la ductilidad y redistribución de esfuerzos.

El estudio que se llevó a cabo, y que dió lugar en una primera fase a la tesis doctoral presentada por J. Ley, analiza los diagramas momento-curvatura obtenidos experimentalmente mediante el ensayo de catorce vigas de canto de sección 25x50 cmxcm (ancho x canto) y dos vigas planas de sección 50x25 cmxcm (ancho x canto). La investigación se ha centrado en valorar la influencia de cubrir cinco cuantías distintas con tres diámetros diferentes (gruesos ϕ25, medios ϕ16 y finos ϕ10) para las catorce vigas de sección 25x50 cmxcm (ancho x canto) y de cubrir una cuantía con dos diámetros (gruesos ϕ25 y medios ϕ16) distintos para las dos vigas de sección 50x25 cmxcm (ancho x canto)

Es de destacar que si bien a nivel teórico el volumen de investigación realizado es notable, no existía prácticamente investigación experimental previa que parametrice el factor comentado. Además en la actualidad el uso de piezas que siendo suficientemente resistentes, son excesivamente deformables ha conllevado la aparición de daños en elementos no resistentes en numerosas ocasiones, imponiendo la necesidad de profundizar en el campo del estado límite de deformaciones. En particular, en España se han revisado en las últimas Instrucciones de Hormigón Armado (EH-88, EH-91 y EHE) los artículos relativos al cálculo de deformaciones.

2. METODOLOGÍA EMPLEADA, TRABAJO DESARROLLADO, RESULTADOS OBTENIDOS

La realización del estudio experimental se ha efectuado desarrollando un plan de ensayos que, como se ha señalado, cubre cinco cuantías con tres posibilidades de armado, barras gruesas (ϕ25), barras medias (ϕ16) y barras finas (ϕ10) para las vigas de sección 25x50 cmxcm (ancho x canto). Al no ser posible cubrir la cuantía inferior con barras gruesas, el número de vigas fabricadas y ensayadas ha sido de 14, presentando las siguientes características: 6,50 m de longitud, 0,25 m de anchura y 0,50 m de canto. Para las dos vigas de 50x25 cmxcm (ancho x canto) se ha evaluado una cuantía con dos posibilidades de armado, barras gruesas (ϕ25) y barras medias (ϕ16) , presentando dichas vigas las siguientes características: 6,50 m de longitud, 0,25 m de anchura y 0,50 m de canto. Las vigas se han ensayado con 4 m de luz entre apoyos, sometidas a carga en punta de voladizo, situada a 1 m de cada apoyo, quedando solicitado el tramo central de 4 m a un momento flector aplicado constante.

En la figura nº 1 puede observarse el montaje empleado para solicitar a los elementos estructurales y la instrumentación colocada.

Como puede observarse en la figura nº 1 se colocaron 5 transductores de desplazamiento en la zona entre apoyos y otros dos debajo de cada apoyo para obtener la flecha real sin descenso de apoyos. También se colocaron bandas extensométricas en la sección central de la viga con la distribución que se observa en la figura nº 2

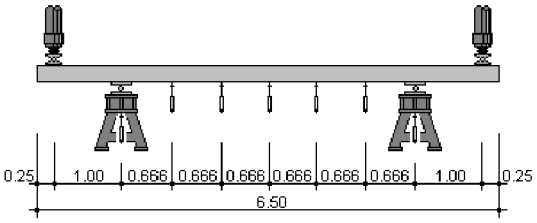


Figura 1. Disposición de la instrumentación y los gatos de carga.

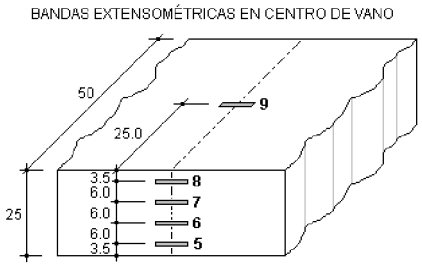


Figura 2 Disposición de bandas extensómetricas

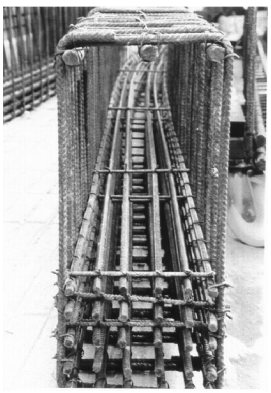
Tanto la fabricación como los ensayos se llevaron a cabo en el Laboratorio Central del Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC) , haciendo uso de los amplios medios humanos y técnicos de que dispone.

La sección de las distintas vigas a ensayar se muestra en la figura número 3.

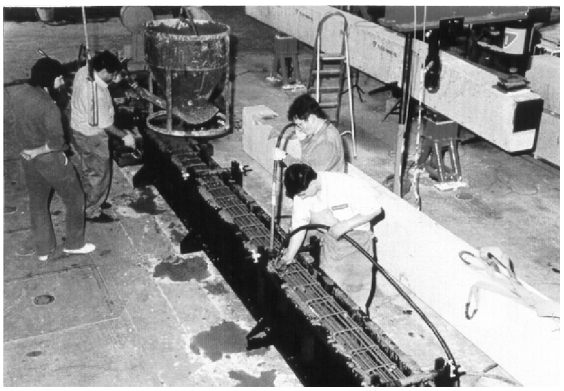
La fabricación en algunos casos fue compleja dado el gran número de barras necesarias para obtener una cuantía alta con redondos finos (ϕ10 mm) lo que conllevó realizar el vertido y la compactación de forma muy controlada. En las fotografías números 1 y 2 pueden observarse estos aspectos

En las fotografías núms, 3 y 4 puede observarse la realización de ensayos sobre dos de las vigas.

En las dos vigas planas además de los transductores de desplazamiento y las bandas extensométricas en la sección central, se colocaron bandas adheridas al acero para determinar



Fotografia núm. 1



Fotografía núm. 2

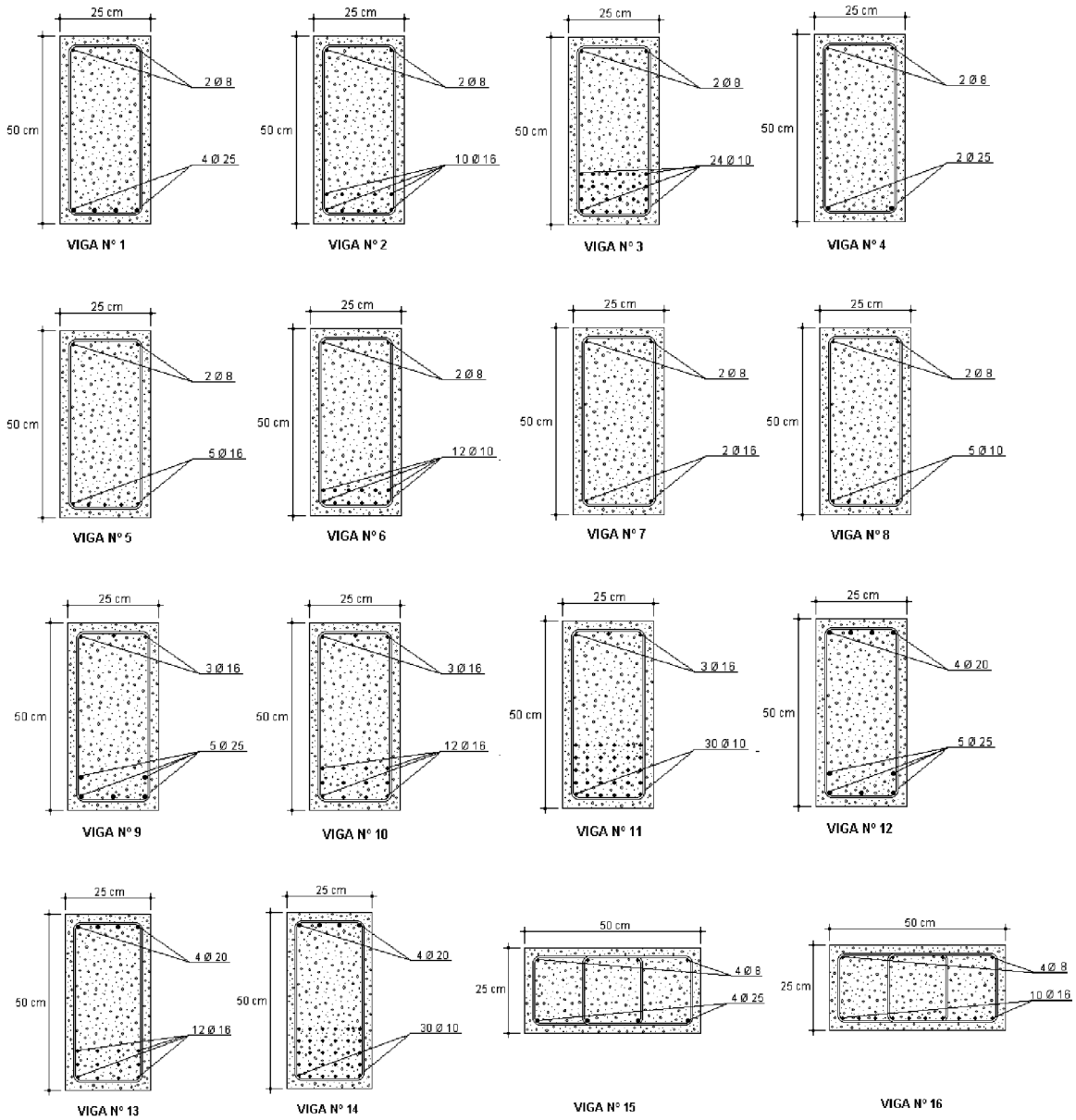
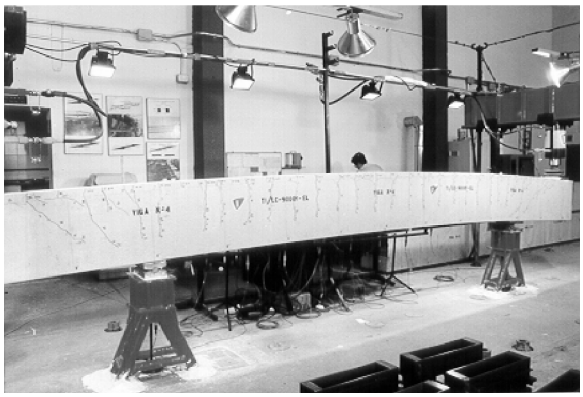
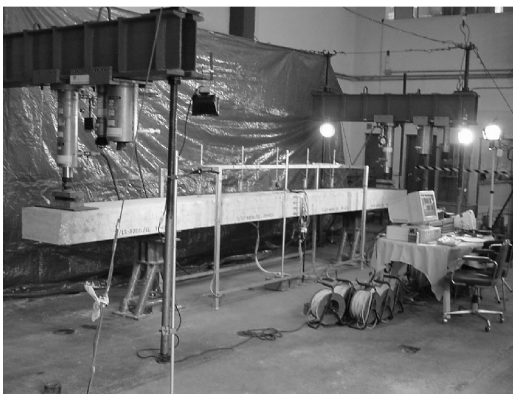


Figura 3. Secciones transversales de las vigas ensayadas



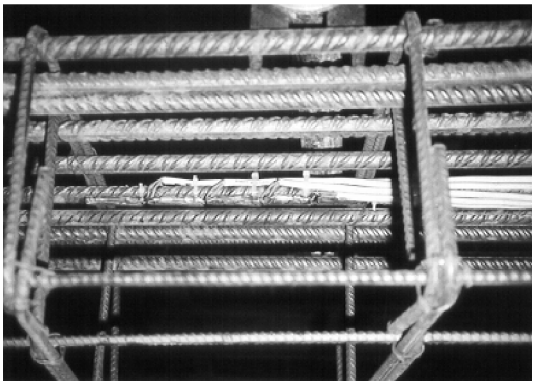
Fotografía núm. 3



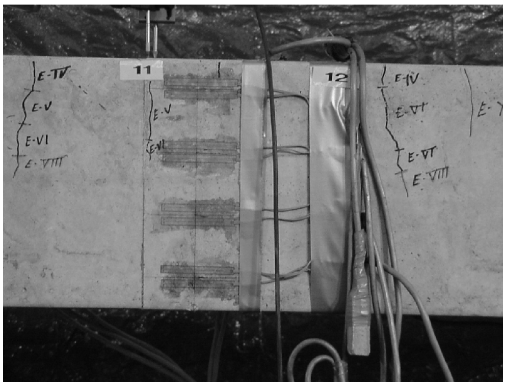
Fotografía núm. 4

las tensiones existentes. En las fotografías núms. 5 y 6 se puede apreciar la colocación de las bandas en la armadura traccionada y en el lateral de una de las vigas.

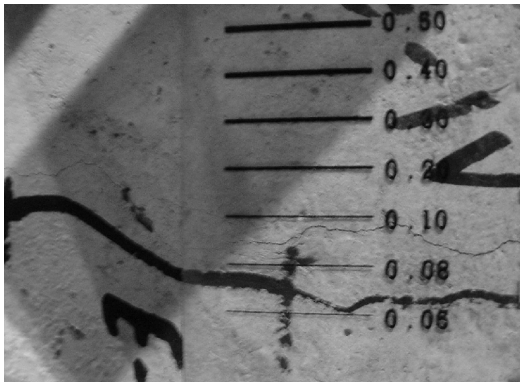
Además de las flechas y deformaciones, se llevó a cabo un cuidadoso estudio sobre la fisuración de cada una de las vigas en los distintos escalones de carga. La fisuración se



Fotografía núm. 5



Fotografía núm. 6



Fotografía núm. 7



Fotografía núm. 8

controló con fisurómetros de transparencia y lupa (fotografías núms. 7 y 8)

Para cada una de las vigas se interpoló la curva que mejor se ajustaba a las flechas medidas en cinco puntos ,y posteriormente se calculaba en cada escalón de carga, o en cualquier punto que se deseara (se obtenía un registro continuo cargas-flechas) la curvatura de la pieza para ese estado de carga. Para cada viga se comparaba la curvatura preconizada tanto por el método simplificado de Branson como la propuesta por el C.E.B. siguiendo el modelo de Favre. A título de ejemplo se muestra el gráfico (1) obtenido para la viga número 5.

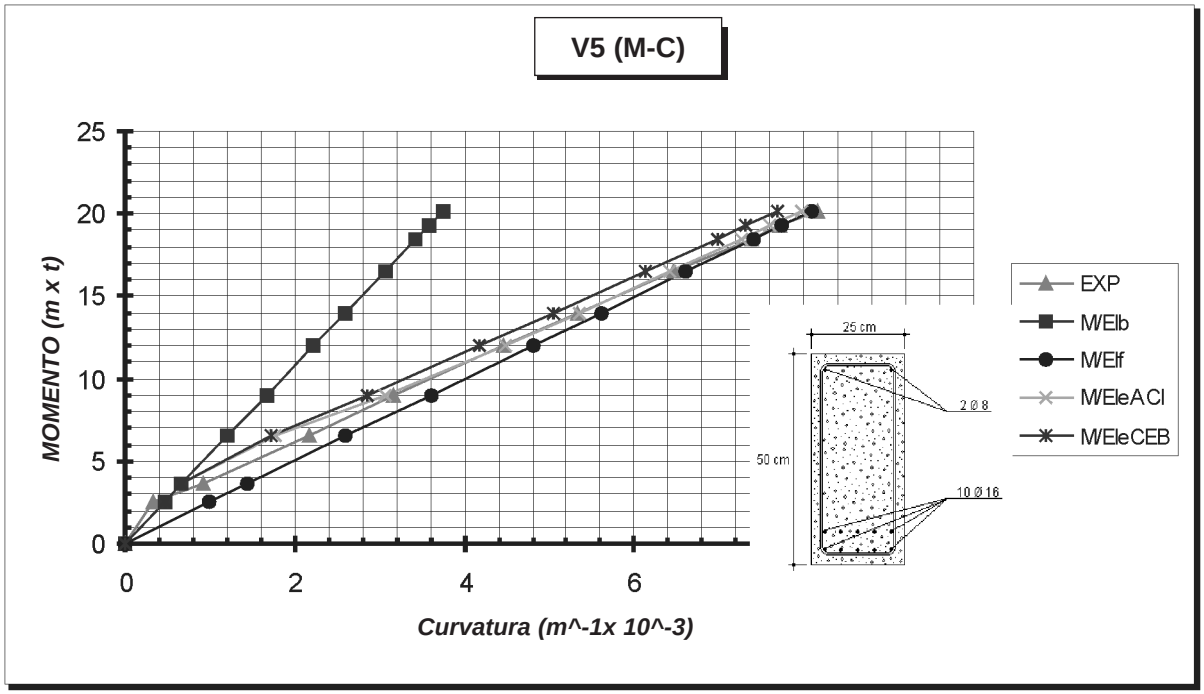


Gráfico 1.

El estudio a parte de comparar los resultados obtenidos con los propuestos por la normativa perseguía evaluar la importancia del tension-stiffening (rigidez del hormigón a tracción entre fisuras).

Sin embargo los resultados de los ensayos no han arrojado dependencia significativa en los diagramas momento curvatura del empleo de los distintos diámetros, observándose si acaso que, para una misma cuantía, las vigas armadas con los diámetros más gruesos son las que presentan menor curvatura de la serie. En los gráficos nº 2 y 3 se comparan las curvaturas experimentales medidas en vigas de la misma cuantía armadas con diámetros distintos.

Por otra parte, el contraste entre los modelos teóricos propuestos por la normativa más avanzada y la experimentación ha arrojado resultados positivos en cuanto al estado límite de deformación, no existiendo una concordancia tan ajustada respecto al estado limite de fisuración.

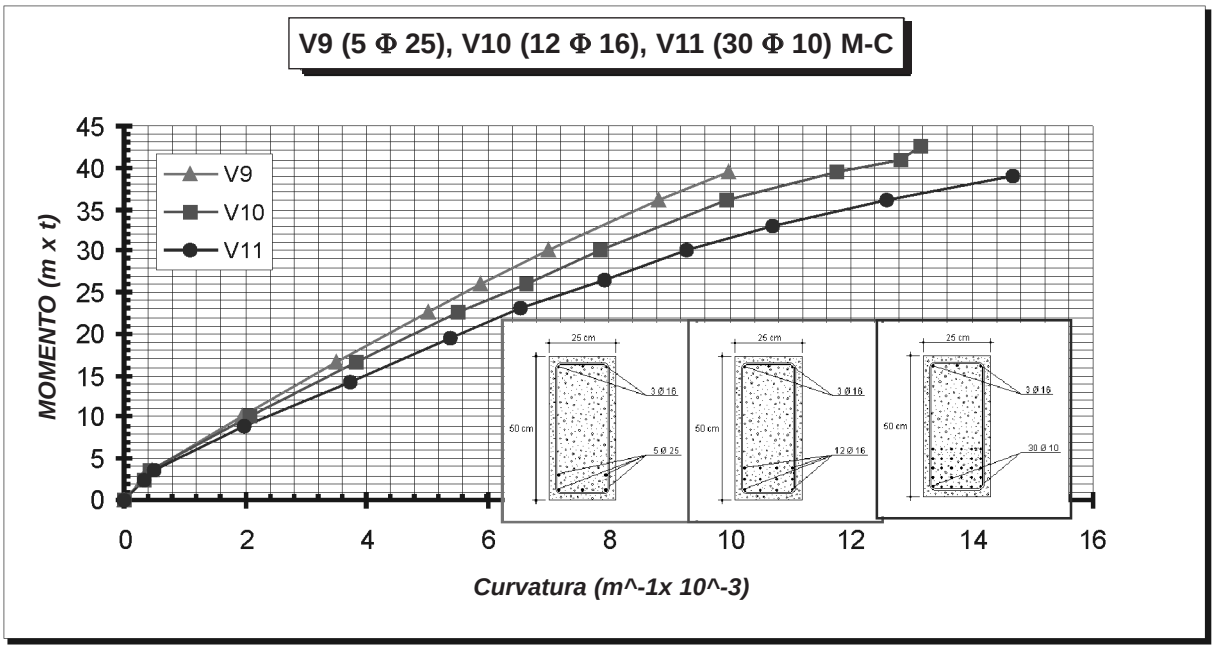


Gráfico 2.

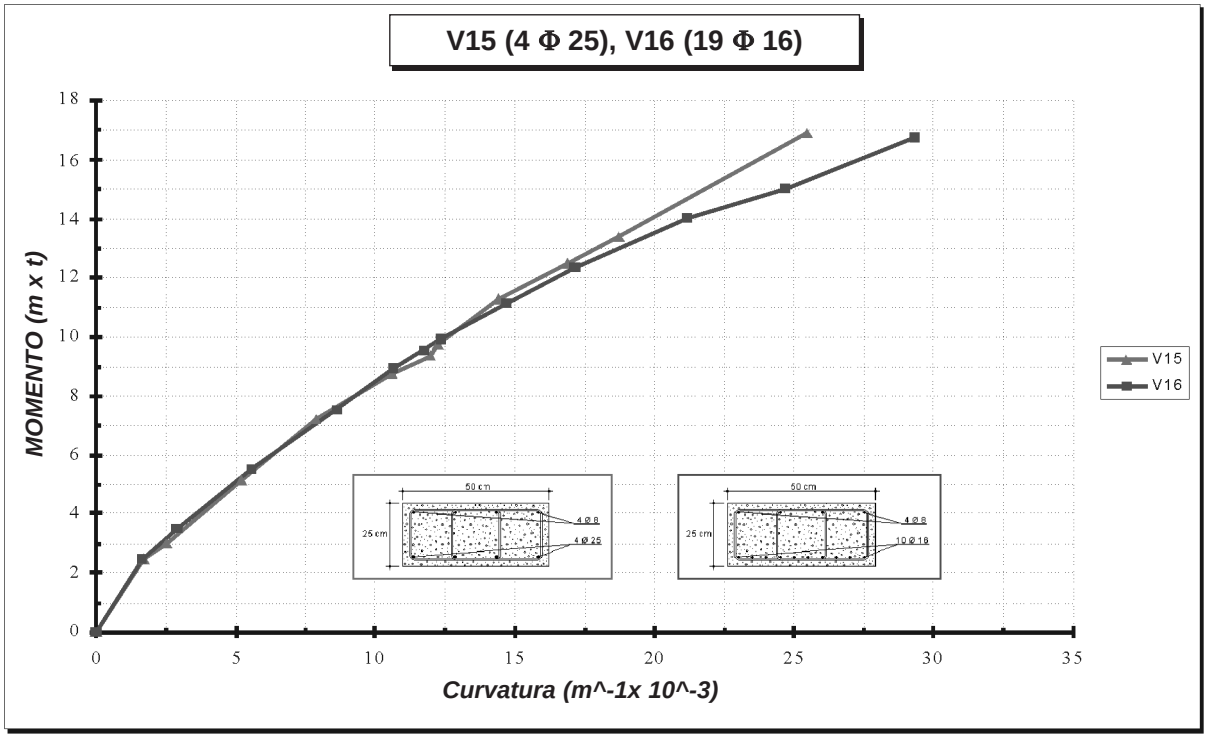


Gráfico 3.

En los cuadros números 1 y 2 se comparan las curvaturas obtenidas y las teóricas en servicio.

Cuadro núm. 1

	VIGA Nº	1	2	3	4	5	6	7	8
CURVATURA TEORICA CT (m^-1x10^-3)	M/EIb	2,88	3,11	2,76	1,54	1,67	1,67	0,78	0,72
	M/EIf	3,96	4,53	4,71	3,53	3,60	3,91	3,37	3,39
	M/EieACI	3,94	4,52	4,65	3,23	3,43	3,43	1,11	1,01
	M/EieCEB	3,90	4,46	4,53	3,00	3,16	3,16	1,16	1,06
CURVATURA REAL	CR (m^-1x10^-3)	**3,59**	**4,48**	**4,42**	**3,12**	**3,16**	**3,98**	**3,20**	**2,10**
RELACION CT/CR EN %	(M/EIb)/CR	80	69	62	49	53	42	24	34
	(M/EIf)/CR	110	101	107	113	114	98	105	161
	(M/EieACI)/CR	110	101	105	104	109	86	35	48
	(M/EieCEB)/CR	109	100	102	96	100	79	36	50

Cuadro núm. 2

	VIGA Nº	9	10	11	12	13	14	15	16
CURVATURA TEORICA CT (m^-1x10^-3)	M/EIb	3,64	3,40	4,02	3,87	3,59	4,17	5,85	6,50
	M/EIf	4,78	4,73	5,71	4,78	5,10	5,73	11,54	11,83
	M/EieACI	4,78	4,72	5,70	4,78	5,09	5,72	11,46	11,76
	M/EieCEB	4,75	4,67	5,58	4,76	5,05	5,68	11,22	11,56
CURVATURA REAL	CR (m^-1x10^-3)	**5,02**	**4,51**	**5,97**	**4,70**	**4,62**	**5,94**	**11,96**	**11,74**
RELACION CT/CR EN %	(M/EIb)/CR	73	75	67	82	78	70	49	55
	(M/EIf)/CR	95	105	96	102	110	96	96	101
	(M/EieACI)/CR	95	105	95	102	110	96	96	100
	(M/EieCEB)/CR	95	104	93	101	109	96	94	98

En el cuadro nº 3 se comparan los parámetros que comparan la fisuración teórica y la fisuración real, y en las figuras nº 4 y 5 se muestran los croquis de fisuración obtenidos en los ensayos realizados sobre vigas planas, donde se observa que la fisuración es prácticamente coincidente.

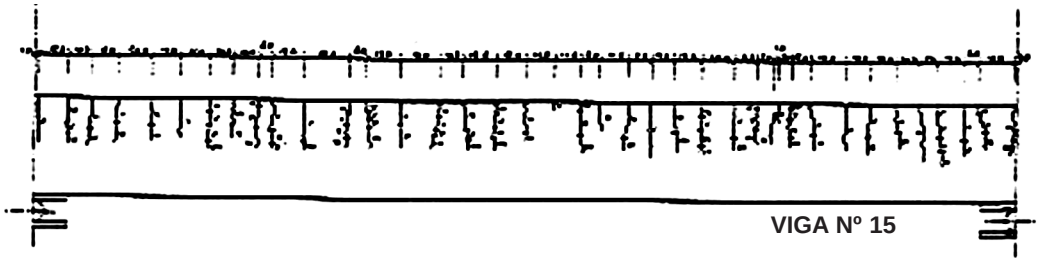
Complementariamente se efectuó un detallado estudio de los parámetros intrínsecos a los materiales y que condicionan la formulación teórica de las flechas donde se obtuvieron resultados que permiten resaltar que en general la formulación del ACI concordaba mejor que la de la EHE y la del Código Modelo tanto para definir la resistencia a flexotracción, como para evaluar el módulo de deformación a partir de la resistencia a compresión del hormigón. Los gráficos núms. 4 y 5 muestran los resultados obtenidos.

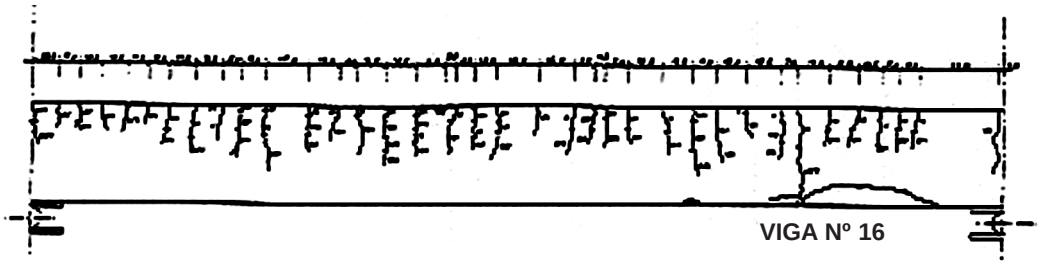
3. CONCLUSIONES Y LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN FUTURAS

Analizando los diagramas obtenidos y los propugnados por la normativa se desprende que el ajuste puede considerarse bueno, siendo excelente si se corrigen los modelos teóricos propuestos empleando los valores de los módulos de deformación y resistencia a flexotracción obtenidos experimentalmente.

Cuadro nº 3

VIGA Nº	SEPARACION MEDIA ENTRE FISURAS TEORICA (cm)	SEPARACION MEDIA ENTRE FISURAS EXPERIMENTAL (cm)
1	12,14	19,96
2	10,88	19,37
3	9,48	15,65
4	18,08	19,90
5	12,19	19,53
6	9,64	20,07
7	18,71	37,94
8	14,26	20,86
9	12,84	11,23
10	11,12	15,79
11	8,57	10,29
12	12,47	14,60
13	10,73	13,16
14	8,18	11,66
15	12,75	10,80
16	9,43	10,40





Figuras 4 y 5.

La dispersión obtenida se encuentra en la práctica totalidad de los casos dentro del 10% salvo en las vigas armadas con cuantía muy próxima a la mínima, en donde, por efecto de la retracción, la fisuración inicial provoca una pérdida de rigidez muy notable.

Debe destacarse que las flechas instantáneas en servicio coinciden muy sensiblemente con las de las normas ACI, MC-90 y EHE.

El motivo fundamental de esta investigación era aclarar si la simplificación actual de estimar la curvatura a partir básicamente de la cuantía geométrica, sin considerar el diámetro de las barras empleadas, era correcta.

En principio cabría esperar que,a igualdad de cuantía en elementos a flexión, el empleo de diámetros más finos, a través de un mayor efecto de Tension-Stiffening (o rigidez a tracción del hormigón entre fisuras), conduciría a una menor

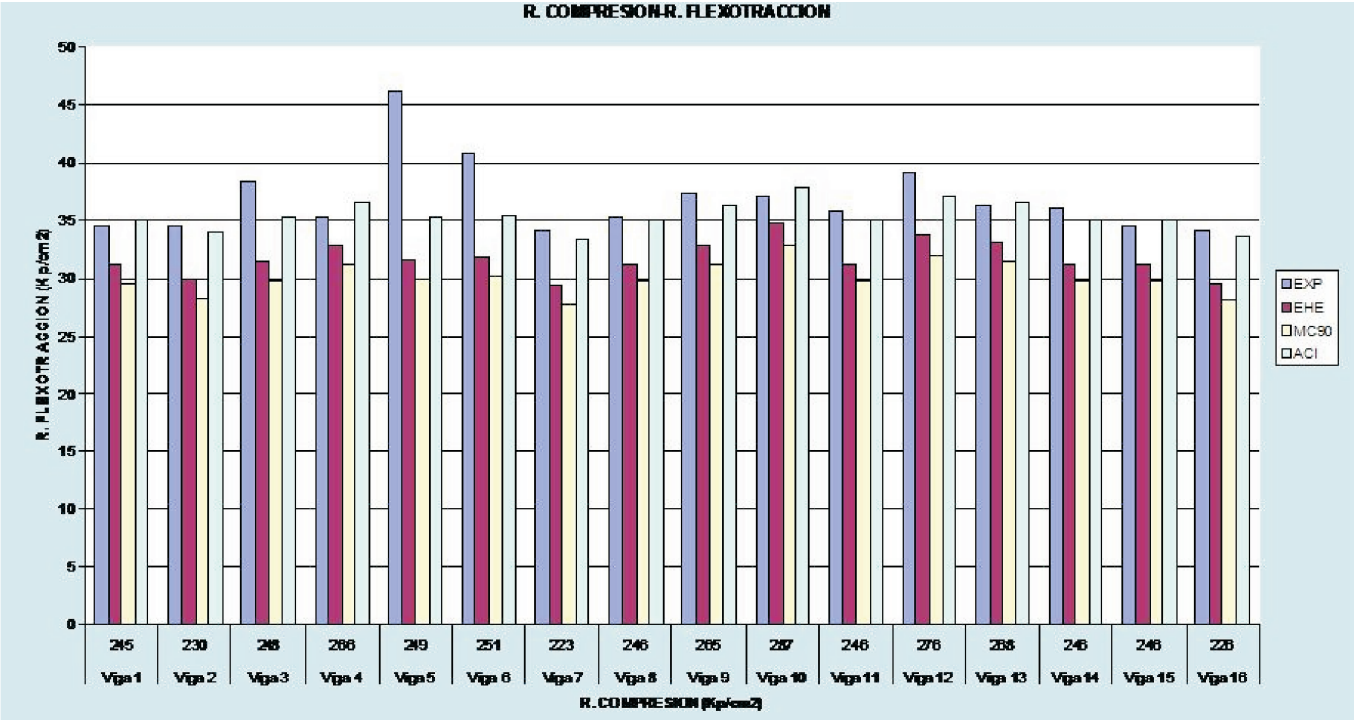


Gráfico 4.

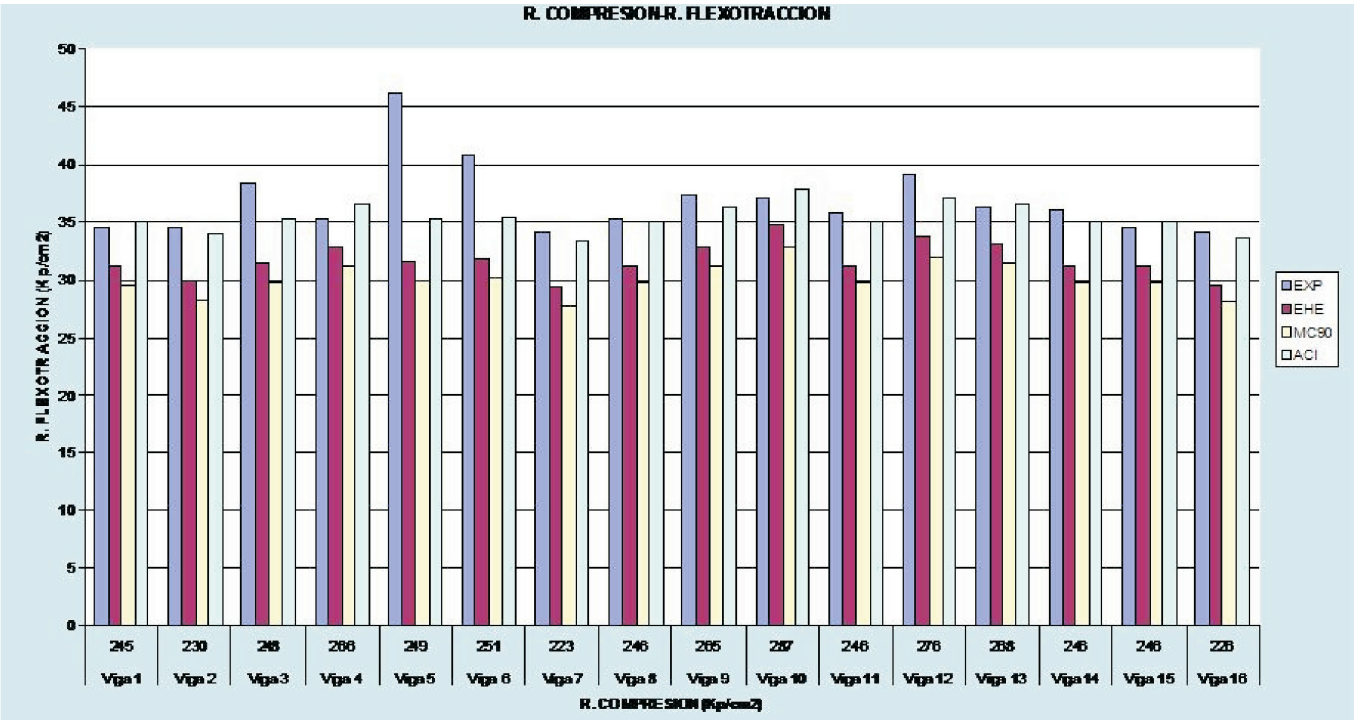


Gráfico 5.

tensión media del acero de tracción y por tanto a menores curvaturas y flechas.

El ensayo de las vigas V-1 a V-14, que son vigas de canto (25 cm de ancho por 50 cm de alto), **puso claramente en evidencia la no dependencia del diámetro en lo referente a flechas y curvaturas.**

Como en las vigas de canto, el empleo de menores diámetros conducía a menores cantos útiles ya que era preciso distribuir las barras en capas y esto introducía un cierto margen de duda en la conclusión anterior no en lo referente a vigas de canto, donde quedaba claro, sino en elementos tipo losas, placas, zapatas y vigas planas, piezas en las que las diferentes cuantías se consiguen con cantos útiles sensiblemente iguales, se amplió la investigación con las vigas planas V-15 y V-16 (de 25 cm de canto y 50 cm de ancho), que al ser planas conservaban el canto útil. **El ensayo de estos elementos ha demostrado que tampoco en este tipo de piezas el diámetro de la armadura influye significativamente ni en las curvaturas ni en las flechas.**

Estas conclusiones no sólo son válidas para solicitaciones de servicio sino también para estados próximos a la rotura, donde las flechas y las curvaturas registradas superan incluso los valores preconizados por las expresiones recogidas en la normativa a consecuencia de la conocida influencia de la formación de rótulas plásticas y los consecuentes elongamientos plásticos de las armaduras.

Algunos aspectos que no han sido analizados en la investigación experimental que hemos llevado a cabo presentan el interés suficiente para que creamos conveniente seguir su estudio en investigaciones futuras. Estas son las siguientes:

a) La experimentación de modelos similares sometidos a cargas no novales y de larga duración permitiría ampliar el campo al que pueden extrapolarse los resultados obtenidos.

b) A partir de la experimentación realizada podría caracterizarse el estado límite de fisuración de las piezas estudiando la notable influencia que la separación de estribos introduce.

Agradecimientos

El desarrollo de esta tesis experimental hubiera sido imposible sin la ayuda económica y humana del INSTITUTO TÉCNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES (INTEMAC) en cuyo Laboratorio Central de Torrejón de Ardoz se realizaron los ensayos. El estudio se financió mediante la Primera Beca de Investigación de INTEMAC y permitió a Jorge Ley Urzaiz obtener el título de Doctor en la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid. De igual forma este estudio nunca hubiera visto la luz sin el constante apoyo y la tenacidad de D. José Calavera, Catedrático de Edificación y Prefabricación de la Escuela antes citada y Director de la tesis.

4. REFERENCIAS

– Agudo, A. "Estudio del análisis no lineal de estructuras de hormigón mediante superposición de problemas lineales de deformaciones". Tesis Doctoral E.T.S.I.C.C.P. U.P.B. Febrero 1980.

– Alwis, W.A.M. "Trilinear Moment-Curvature Relationship For Reinforced Concrete Beams". ACI Structural Journal. May-June 1990.

– American Concrete Institute. Building Code Requirement For Reinforced Concrete (ACI 318) (Revised 1995) and Commentary-ACI 318 R-93 (Revised 1995).

– Bazant, Z.P, Oh, B.H. "Deformation of Progressively Cracking Reinforced Beam". ACI Journal May-June 1984

– Carreira, D.K.; Chu, K. "The Moment Curvature Relationship of Reinforced Concrete Members". ACI Journal, March-April 1986.

– Clark, L.A.; Speirs, D.M. "Tension Stiffening in Reinforced Concrete Beams and Slabs under short term Load". Tech. Rep. Cement Concrete Association. London 1978

– Comisión Permanente del Hormigón. "Instrucción EHE". Instrucciones de Hormigón Estructural. 1998.

– Comité Euro-International du Betón. "CEB Manual: Cracking and Deformations". 1985.

– Comité Euro-International du Betón. "CEB-FIP Model Code 1990".

– Cosenza, E.; Greco, C.; Pecce, M. "Non linear Desingn of Reinforced Concrete Continuous Beams". Structural Engineering International. 1991.

– Corres, H.; Rodríguez Cuzar, R. «Diagrama Momento-Curvatura de secciones de Hormigón Armado y Pretensado sometidos a cargas instantáneas y diferidas. Modelo Teórico y Contrastación experimental". Hormigón y Acero nº 166. 1988.

– EUROCODE 2. "Design for Concrete Structures. Part 1:. General Rules and Rules for Building. Brussels. December 1991.

– Favre R, Jaccound; Kopena, M, Radojicic, A. "Dimensionnement des structures en béton". Traité de Ganje Civil, Volume 8. Ed. P.P.R. Laussanne 1990.

– Giuriani, E.;, Gelfi, P. "Legami Momenti-Curvature locali di Travi in Cemento Armato in Presenza di Taglio. Indagine Sperimentati col Moire". Universitá della Calabria-Arcavata. Settembre 1982.

– Gupta, A.; Maestrini, S.R. "Tension-Stiffness Modell for Reinforced Concrete Bars". Journal of Structural Engineering. Vol 119, nº 3. March 1990.

– Maldague, J.C. "Estude de la Deformation des poutres Arme". Supplement aux annales de L'Institute Technique du bâtiment et des travaux publies. May 1965.

– Pfrang, E.O.; Siess, C.P.; Sozen, M.A. "Load Moment Curvature Characteristics of Reinforced Concrete Cross Section". ACI Journal Proceeding V.G. nº 7. July 1964.

– Prakhya, G.K.V.; Morley, C.T. "Tension-Stiffening and Moment-Curvature Relations of Reinforced Concrete Elements". ACI Structural Journal, September-October 1990.

– Sakai, K and Kakuta, Y. "Moment-Curvature Relationships of Reinforced Concrete Members Subjected to Combined Branding and Axil Force". ACI Journal, Proceeding. Vol. 77, nº 3 –May-June 1980, PP. 189-194.

– Shah Rooz, D.M. "A simplified Method for Computing Effective Moment, of Inertia". Concrete International 1992.

ache

Análisis de estructuras de hormigón armado con una deficiente transferencia de tensiones hormigón-acero

Assessment of reinforced concrete structures with deficiency concrete-steel stress transfer

José Pedro Gutiérrez
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC), Madrid

Marta Molina
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC), Madrid

Alfonso Recuero
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC), Madrid

M. Dolores García
Escuela Técnica Superior de Arquitectura (UPM), Madrid

Cecilio López
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC), Madrid

RESUMEN

El funcionamiento del hormigón armado como material estructural descansa en los mecanismos de naturaleza físico-química que conforman la adherencia, tales como la adhesión química, el rozamiento y la interacción mecánica entre el acero y el hormigón. Es norma general calcular las estructuras suponiendo la misma deformación para ambos materiales en la zona de contacto, admitiendo que la adherencia es perfecta. Sin embargo, durante las diferentes fases del proceso constructivo y del periodo de utilización pueden darse circunstancias que debiliten la interacción hormigón/acero. Determinados errores en el proyecto y la ejecución de las estructuras de hormigón armado así como ciertos fenómenos patológicos de origen medioambiental pueden desembocar en un deterioro de los mecanismos de transferencia de tensiones entre las armaduras y el hormigón. En este artículo se presentan los trabajos realizados y los resultados de un programa experimental con piezas de hormigón armado en las que la armadura de tracción no presenta adherencia en zonas locales y discretas a lo largo de su longitud. El estudio forma parte del Proyecto de Investigación PB98-0515 "*Análisis de estructuras de hormigón armado con una deficiente transferencia de tensiones hormigón acero*" financiado por el Ministerio de Educación y Cultura (2000 – 2002).

SUMMARY

The behaviour of reinforced concrete as structural material is based on mechanisms of physique-chemistry nature which constitute the bond, such as the chemical adhesion, the friction and the mechanical interaction between the steel and the concrete. It is a general rule to calculate the structures supposing the same deformation for both materials in the contact area, and perfect bond between steel and concrete. However, during the different stages of the constructive process and of the lifetime some circumstances can weaken the interaction concrete/steel. Some project and construction defaults as well as certain pathological phenomenon of environmental origin can give rise to stress transfer mechanisms deterioration between the reinforcement and the concrete. In this article results of an experimental program on reinforced concrete elements in which the tension reinforcement doesn't present bond in local and partial areas along its longitude are presented. This study is part of the Research Project PB98-0515 "Assessment of reinforced concrete structures with a deficiency concrete steel stress transfer" financed by the Ministry of Education and Culture (2000 – 2002).

1. INTRODUCCIÓN. MOTIVACIÓN Y OBJETIVOS DEL PROYECTO

El uso del hormigón armado como material estructural se generalizó en la década de 1950 a 1960. Las estructuras que se construyeron durante aquellos años han superado o van a superar la mitad de su periodo de vida útil, lo que motiva que cada vez sean más numerosos los casos en que se hace necesario una intervención. Una planificación racional de las intervenciones, ya sean de reparación, refuerzo o en último

caso demolición, necesita un análisis previo del estado real de la estructura siguiendo una metodología que incorpore la historia real de carga a que ha estado sometida, así como leyes de degradación del material en función de los factores que afectan a su resistencia y durabilidad.

Un aspecto básico que ha de abordase para la consecución de este fin es la caracterización de los mecanismos de transferencia de tensiones entre el acero y el hormigón. Es conocido que una de las hipótesis básicas en el cálculo de estructuras de hormigón es considerar que la deformación del acero es igual a la del hormigón que le rodea. Para ello hay que suponer una adherencia perfecta entre los dos materiales. Sin embargo, la adherencia es difícil de parametrizar, pues intervienen numerosos factores relativos a los materiales y a la naturaleza de las solicitaciones que está sometido el elemento estructural.

Debido a los escasos espesores de recubrimiento y a las cuantías de armadura transversal generalmente utilizados, el fallo de adherencia más usual en estructuras de hormigón armadas con barras corrugadas está precedido, y en último lugar causado, por la fisuración longitudinal del recubrimiento o *splitting*. Por tanto, los fallos de adherencia y anclaje se manifestarán mediante fisuras localizadas paralelas a las barras principales. En general, en estructuras bien proyectadas y calculadas no es probable que se produzca de modo significativo las fisuras de adherencia. Sin embargo, ciertos errores de proyecto y/o ejecución que dan lugar a longitudes de anclaje insuficientes, recubrimientos escasos o nulos, etc., y algunos fenómenos patológicos pueden originar un deterioro de la adherencia en determinados elementos estructurales. Cuando la interacción acero/hormigón se debilita la seguridad del elemento estructural se ve comprometida. El problema se presenta para acciones de tipo estático y es más importante cuando intervienen efectos dinámicos.

Es necesario que los modelos, aproximados o avanzados, consideren la evolución de las características estructurales de un edificio o construcción y que incorporen leyes de degradación de los materiales y de los mecanismos de interacción en función de los factores que afectan a su resistencia y durabilidad. Esto sólo es posible mediante el análisis experimental de prototipos de elementos estructurales que permita contrastar teorías y ajustar parámetros de la modelización que son imprescindibles para abordar con éxito cualquier metodología de evaluación.

Bajo este contexto se solicitó el Proyecto de Investigación "*Análisis de estructuras de hormigón armado con una deficiente transferencia de tensiones hormigón acero*" que fue financiado por el Ministerio de Educación y Cultura con cargo al Programa Sectorial de Promoción General del Conocimiento, para el periodo 2000-2002.

La investigación desarrollada está motivada por la necesidad de incorporar en el campo de la evaluación estructural aspectos relacionados con la degradación de la adherencia acero-hormigón que afectan a la seguridad de las estructuras de hormigón armado. Los trabajos se han abordado principalmente de forma experimental para cuantificar como influye la degradación de la adherencia en el comportamiento estructural. Entre los objetivos principales figuran, a parte de profundizar en el conocimiento general y actual del fenómeno de la adherencia, los siguientes:

- Determinar mediante ensayos tipo *pull-out* la influencia de la relación c/ϕ (recubrimiento/diámetro de la barra) en la capacidad de adherencia en elementos estructurales con recubrimientos deficientes.
- Establecer una relación tensión de adherencia-deslizamiento para los tipos de barras, con diámetros representativos de la serie normalizada, que cumplen las características de homologación de las barras corrugadas.
- Investigar la influencia del deterioro de la adherencia en la respuesta de elementos sometidos a flexión, cuando dicho deterioro está cuantificado y caracterizado con independencia de cual haya sido origen. El rango de niveles de deterioro en función del porcentaje de la armadura traccionada está comprendido entre un nivel bajo (aproximadamente 30% de falta de adherencia) y un nivel alto (aproximadamente del 70% de falta de adherencia).
- Desarrollo de un modelo aproximado de análisis para la evaluación de estructuras existentes, de hormigón armado, que incluya el deterioro de los mecanismos de interacción resistente de las piezas.

El proyecto de investigación pretende ofrecer una herramienta de diagnóstico y evaluación cuantitativa para conocer la capacidad resistente y nivel de seguridad de las estructuras de hormigón, en las condiciones de trabajo real o previsible en el futuro.

Metodología y plan de trabajo

Para profundizar en el tema del proyecto se realiza una revisión y estudio de la normativa y bibliografía referente al fenómeno de la adherencia hormigón – acero. El análisis se ha concentrado principalmente en la Instrucción de Hormigón Estructural EHE [1], el Código Modelo CEB-FIP [2], el Eurocódigo 2 de estructuras de hormigón [3], y en los trabajos de los congresos *Bond in Concrete*, Riga 1992 [4] y Budapest 2002 [5], boletín nº 10 *Bond of reinforcement in concrete* del CEB-FIP (2000) [6], en las publicaciones de la *Chalmers University of Technology* de Göteborg [7], [8] y otras publicaciones especializadas [9].

Para analizar y cuantificar la adherencia hormigón-acero en elementos con recubrimientos deficientes se ha realizado un programa de ensayos tipo *pull-out* sobre probeta prismática de hormigón con diferentes diámetros de barras. Para cada diámetro se han contemplado recubrimientos teóricos desde una posición centrada de la barra hasta una posición tangente a una de las caras de la probeta. Se diseñó un dispositivo de ensayo mediante una mesa soporte metálica que permitía colocar la probeta en la parte superior y aplicar el gato en la parte inferior. Se hicieron varios ensayos de prueba para poner a punto el sistema de medida y diminuir los fenómenos parásitos que interfieren en este tipo de ensayos, relacionados con el apoyo de la probeta, la disposición del gato y la adecuación de los dispositivos de medida.

La curva típica tensión de adherencia-deslizamiento se ha determinado mediante un programa de ensayos tipo *beam test*

para diámetros de barras comprendidos entre 14 mm y 25 mm. Se ha adoptado como base el tipo de curva propuesto por el Código Modelo, definida por cuatro tramos. Las barras corrugadas cumplen los requisitos de la UNE 36-068-94.

Para la evaluación de la resistencia residual de elementos estructurales de hormigón armado con distintos porcentajes de degradación de la adherencia hormigón acero, se ha realizado un programa experimental que comprende vigas de pequeña y mediana esbeltez. Consiste en la realización de ensayos de flexión con vigas simplemente apoyadas sometidas a cargas crecientes hasta la rotura. En cada ensayo se registra la curva carga desplazamiento en el centro de la viga, el mapa de formación de fisuras, la carga de rotura y la forma de producirse.

Realizado el programa experimental se han abordado los estudios para desarrollar un modelo aproximado que incorporase los fenómenos de degradación. A partir de los resultados de los ensayos se han establecido las hipótesis de comportamiento de piezas de hormigón armado con porcentajes determinados de degradación en la interacción acero hormigón. El método es un procedimiento iterativo que reproduce el comportamiento (solicitaciones y deformaciones) de estructuras deterioradas. La formulación de las matrices de rigidez de las piezas en función del daño sufrido se realiza modificando la rigidez inicial teniendo en cuenta los tramos de pieza con armaduras no adherida, zonas de anclajes con escaso o nulo recubrimiento e incorporando otros efectos como la degradación de la sección de la armadura por corrosión, o cualquier otro daño que afecte la adherencia hormigón-acero.

El proyecto sufrió un recorte presupuestario más o menos importante en su concesión, que obligó a limitar el alcance de algunos estudios, redefinir otros y realizar un número de ensayos inferior a los programados.

Equipo Investigador

El equipo lo integran cinco investigadores: los doctores ingenieros Gutiérrez y Recuero, la doctora arquitecta García Alonso, el ingeniero López y la arquitecta Molina adscrita al Proyecto mediante una beca de formación de personal investigador hasta diciembre de 2003. El proyecto contó también con la colaboración temporal de las arquitectas Martínez de Mingo, que disfrutó de una beca predoctoral con estancia en el IETcc para integrarse dentro del grupo investigador y Rodríguez Cadenas, que disfrutó de una beca de introducción a la investigación concedida por el CSIC en el año 2000. Durante el periodo de desarrollo del proyecto se han realizado diversas publicaciones que recogen distintos trabajos parciales abordados en la investigación, [10] a [18]. En la actualidad la arquitecta Molina está realizando la tesis doctoral "Comportamiento de estructuras de hormigón armado deterioradas por una deficiente transferencia de tensiones hormigón acero. Análisis experimental y propuesta de un modelo de evaluación estructural"

Relaciones nacionales e internacionales

Durante el periodo de realización del proyecto se han establecido contactos con grupos de investigación de la *Division of Building Technology* de Goteborg (Suecia), donde la arquitecta Molina realizó un estancia en la *Chalmers University of Technology* bajo la dirección del Prof. Ralejs Tepfers, y del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Patras (Grecia), donde la arquitecta Martínez realizó una estancia bajo el investigador responsable Prof. T.C. Triantafillou.

Se establecieron contactos de colaboración con el departamento de Ingeniería civil de la *Universitá degli Studi di Brescia* (Italia) donde la arquitecta Molina, bajo la dirección del Prof. Giovanni Plizzari, realizó diversos trabajos sobre mecanismos de adherencia hormigón – acero mediante modelos de elementos finitos. La arquitecta Martínez colaboró con el departamento DISTART de la *Universitá degli Studi di Bologna*, bajo la dirección del Prof. G. Pascale, en trabajos experimentales de ensayos dinámicos sobre vigas de hormigón armado fisuradas, y ensayos de flexión sobre vigas de hormigón armado reforzadas.

Otros componentes del equipo de investigación han colaborado con el departamento de mecánica estructural de la Escuela Superior de Ingenieros Industriales de Madrid, participando en una investigación sobre la evaluación de elementos estructurales de hormigón armado dañados, proponiendo un índice de reparabilidad en función del daño sufrido.

El equipo ha participado en las reuniones del grupo de investigación *Task Group* 4.5 (CEB-FIP) *"New Bond Model"*, cuya finalidad principal es revisar los contenidos relativos a la adherencia en el próximo Código Modelo. La arquitecta Molina participó en las reuniones de mayo 2001, celebrada en *Dep. of Civil Engineering, University of Brescia* (Italia), y de noviembre 2002, celebrada en el *Dep. of Reinforced Concrete Structures, University of Budapest* (Hungría).

Ha colaborado también con otros grupos de investigación que desarrollan proyectos dentro del área de las estructuras de edificación y obras públicas. Entre otros los siguientes: "Comportamiento de la unión adhesiva de elementos estructurales de materiales compuestos avanzados y de hormigón", dirigido por el Prof. Recuero y financiado por la CICYT (2000-2003) y "Advanced structural system for tomorrow's infraestructure", dirigido por el Dr. Vahigh Peshkam (Mouchel-UK), European Commision BRITE – Euram III (1998-2002).

2. ANTECEDENTES

La adherencia hormigón-acero es el fenómeno básico que hace posible el funcionamiento del hormigón armado como material estructural. Si no existiera la adherencia las armaduras deslizarían sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañarían al hormigón en sus deformaciones. Por tanto, la necesidad de la adherencia se justifica en todas aquellas situaciones en las que se produce una variación de tensiones en la armadura, entre dos secciones contiguas, de forma que para establecer su equilibrio es necesario contar con el hormigón que rodea las barras. Los mecanismos resistentes que se movilizan en la adherencia son básicamente tres: la adhesión química, el rozamiento y la interacción mecánica entre el acero y el hormigón. El papel de cada mecanismo es

muy diferente en función de las características superficiales de la armadura. Para barras lisas la adherencia depende al principio de la adhesión química y, tras el deslizamiento, del rozamiento. Para barras corrugadas la interacción mecánica entre corrugas y el hormigón que rodea la barra es el mecanismo dominante que asegura la adherencia.

Los fallos de adherencia y anclaje se manifiestan mediante fisuras localizadas paralelas a las barras principales. El hormigón deja de colaborar con la armadura, ésta desliza y pierde toda su eficacia. La rotura del elemento puede sobrevenir en cualquier momento. La rotura por anclaje tiene un carácter frágil, sin previo aviso, de ahí su peligrosidad.

Un deterioro de los mecanismos de transferencia de tensiones entre el hormigón y el acero incidirá en la respuesta de la estructura, tanto en lo relativo a los Estados Límite Últimos como a los Estados Límite de Servicio. Así, en los elementos a flexión, en función de la posición y el grado de deterioro de la adherencia, como de la cuantía de la armadura de tracción y de la distribución de las cargas, se producirá una reducción de la carga de rotura y un aumento de la deformación bajo cargas de servicio. Si el deterioro de la adherencia se localiza en zonas de anclaje o solapo, puede desencadenar el colapso.

Entre las principales causas que pueden originar la degradación de la adherencia hormigón acero destacan los errores de proyecto, los fallos de ejecución, la pérdida de recubrimiento, los ambientes agresivos y el inadecuado mantenimiento. Los errores de proyecto relacionados con longitudes de anclaje y solapes insuficientes y recubrimientos menores de los que establece la normativa, pueden ocasionar la fisuración del recubrimiento en la dirección de la armadura, *splitting*. A su vez, fallos en la ejecución pueden dar lugar a patologías por pérdida de la capacidad adherente del hormigón armado, entre las que destacan la disminución de la resistencia del hormigón por exceso de agua en el amasado, vertido y compactación inadecuados, colocación de barras "no limpias", concentración de barras sin separación y escasos recubrimientos. La figura 1 muestra la armadura de tracción en un nervio de un forjado reticular sin apenas recubrimiento y el desprendimiento de la armadura inferior en los nervios.

Entre los fenómenos patológicos que afectan a la adherencia hormigón-acero merece especial atención la corrosión de las armaduras, García (1995, 1998) [19]; Rodríguez (1993, 1994, 1998) [20]; Cabrera (1992) [21], cuyo efecto en un periodo más o menos largo es deteriorar la transferencia de tensiones hormigón acero, si bien al principio de iniciarse puede mejorarla. En un proceso de corrosión los óxidos generados son más voluminosos que el acero del que proceden, lo que provoca tensiones internas en el hormigón alrededor de la barra generando fisuras locales radiales que pueden propagarse a lo largo de la barra originando fisuras longitudinales (ACI 224.1R)[22]. La pérdida de adherencia por corrosión es más significativa que la reducción de la sección de barra por el mismo efecto. En general puede decirse que la mejor protección para evitar la corrosión en condiciones no extremas es un adecuado recubrimiento, que no sólo impide el proceso de corrosión sino que evita la fisuración por *splitting* (Gambarova 1997) [23].

La pérdida de adherencia tiene consecuencias graves en el comportamiento estructural debido a que acelera el proceso de degradación. En la figura 2 se muestra una estructura en ambiente marino con gran deterioro debido a la corrosión de las armaduras, pérdida de recubrimiento tanto en pilares como en forjados e inadecuado mantenimiento.

En general, los primeros trabajos que abordan los efectos del deterioro de los mecanismos de transferencia de tensiones en el comportamiento estructural de los elementos de hormigón armado lo hacen de una forma indirecta, a través de dos caminos:

- Se estudia el comportamiento de elementos de hormigón en los que se provoca la degradación de la interfase entre las armaduras y el hormigón. En esta línea se encuadran los trabajos de McLeish (1988) [24], Okada (1988) [25], Tachibana (1990) [26] y Rodríguez *et al*. (1995,1998) [27].

- Se estudia el comportamiento de los elementos de hormigón armado cuando, en un proceso de reparación tradicional, se retira el hormigón dañado y durante un tiempo, hasta que se aplica el material de reparación, quedan las armaduras al descubierto. Es decir, se simula que las armaduras están expuestas, y por tanto, sin adherencia en una longitud continua de la barra en la zona entre apoyos. En estas líneas se puede citar, entre otros, los trabajos de Eyre (1992) [28], Cairns (1993) [29] y Zhang (1995) [30].

Eyre & Nokasteh (1992) [28] concluyen que si las armaduras traccionadas sin adherencia están adecuadamente ancladas

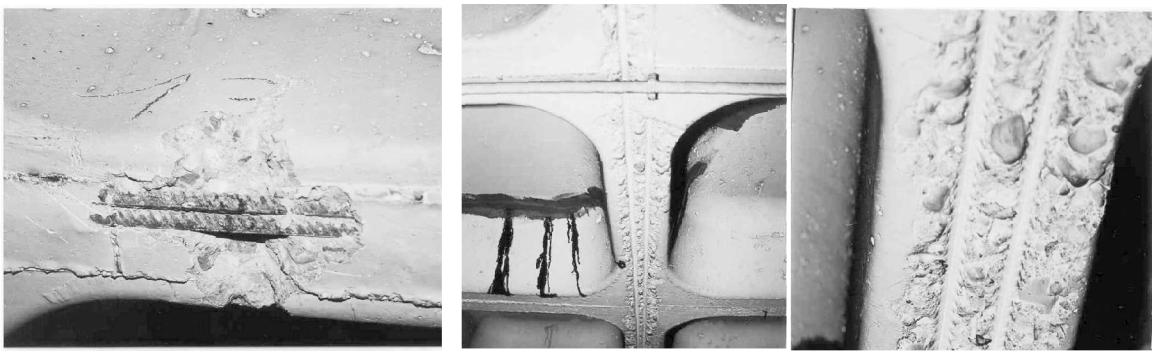


Figura 1. Patología en forjado por pérdida de adherencia.



Figura 2. Degradación de estructura en ambiente agresivo.

en sus extremos, en la viga se producirán menos fisuras de flexión aunque de mayor anchura, la flecha en el centro de vano aumentará, y se producirá una pequeña reducción de la capacidad portante de la pieza. Esta reducción dependerá de la distribución de cargas (será mayor para cargas concentradas que para cargas uniformes), de la cuantía de armadura de tracción y de la longitud no adherente. Los resultados obtenidos por Cairns (1993) [29] apuntan que se puede alcanzar una reducción del 50% de dicha capacidad en vigas con una cuantía de armadura del 1,5% expuesta en una longitud del 90% de la luz. Sin embargo, si la cuantía de armadura de tracción es de 0,5% y está expuesta en una longitud del 90% de la luz, no se aprecia una disminución de la capacidad portante de la viga afectada. Zhang & Raoof (1995) [30] con su modelo simularon los ensayos publicados por Cairns & Zhao (1993) [29], obteniendo una buena correlación entre las predicciones teóricas y los resultados experimentales.

3. ADHERENCIA HORMIGÓN-ACERO. ENSAYOS PULL-OUT Y BEAM TEST

Los estudios sobre la adherencia fueron considerados de interés desde el mismo nacimiento de las estructuras de hormigón armado, si bien en un principio se suponía que la adherencia era la interacción perfecta entre hormigón y el acero sin que existiese ningún desplazamiento relativo entre estos dos materiales. Son numerosas las contribuciones de investigadores para describir el mecanismo de adherencia en el hormigón armado. Destaca la de Tepfers (1973) [31], donde señala que la transferencia de tensiones desde la barra embebida al hormigón se produce mediante unas fuerzas inclinadas de compresión según un ángulo α, figura 3. La componente radial de estas fuerzas de compresión se equilibra con un anillo de tracciones que aparece en el hormigón rodeando a la barra originando fisuras longitudinales internas. Dependiendo de las condiciones de confinamiento de la barra el fallo se producirá por *splitting,* fisurando el recubrimiento, o por *pull-out,* arrancamiento de la barra.

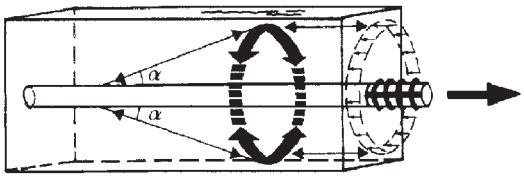


Figura 3. Modelo de Tepfers (1973).

Para describir el mecanismo de la adherencia se utilizan gráficas tensión de adherencia local/ deslizamiento que se refieren al desplazamiento relativo entre la barra embebida y el hormigón que la rodea al aplicar una fuerza creciente en el extremo. Estas gráficas dependen de varios parámetros como la resistencia del hormigón, tipología de las barras, orientación de las barras durante el hormigonado, condiciones de confinamiento, recubrimiento, longitudes adherentes y otros (Código Modelo 1990).

Existen dos tipos generales de ensayos, unos para caracterizar la adherencia local hormigón acero (ensayos *pull-out*) y otros para analizar las consecuencias que tiene en el comportamiento estructural de elementos de hormigón armado (*beam test*). El ensayo *pull-out* o de arrancamiento consiste en la extracción de una barra de acero embebida en hormigón y medir la fuerza necesaria que se aplica para romper la adherencia. Las directrices de este ensayo están recogidas en el boletín nº 73 del CEB [32]. El ensayo de adherencia en vigas, *beam test*, consiste en realizar un ensayo de flexión sobre una viga biapoyada mediante dos cargas puntuales. Este ensayo es el adoptado por la instrucción española para determinar las características de adherencia de barras corrugadas utilizadas como armadura pasiva en estructuras de hormigón (UNE 36740:98)[33].

Los diferentes tipos de ensayos *pull-out* se dividen en dos familias según sea la longitud de acero adherente: longitudes adherentes cortas o longitudes adherentes largas.

En los ensayos con longitudes adherentes cortas la relación longitud de adherencia-diámetro es $l/\phi \leq 5$. Dentro de estos

ensayos se consideran dos tipos; los que carecen de compresión transversal y los que tienen algún tipo de confinamiento como cercos, espirales, anillos, destinados a profundizar en el efecto *splitting*. Entre los ensayos sin ningún tipo de confinamiento transversal únicamente hay adherencia hormigón-acero en una zona de la barra, debido a la existencia de protectores de plástico que impiden la interacción, y siempre el fallo de adherencia se supone debido a *pull-out* dada la alta relación recubrimiento-diámetro.

En los primeros ensayos *pull-out* prismáticos, Rehm (1961), situaba la longitud adherente en el centro de la barra, apareciendo problemas debido al rozamiento entre la probeta y la placa de apoyo. En el ensayo *pull-out* normalizado con pequeña longitud adherente, RILEM/CEB/FIP (1970) [34], la región de la barra con adherencia ($l=5\phi$) se desplaza respecto al ensayo de Rehm al extremo pasivo de la barra. Para evitar el rozamiento se coloca una plancha de goma entre la superficie de apoyo y la probeta, figura 4.

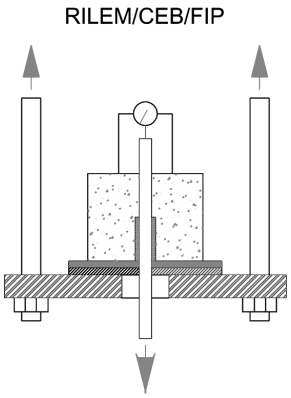


Figura 4. Ensayos de adherencia tipo pull-out.

Respecto a modelos cilíndricos, se realizan ensayos con la barra situada en el centro de la probeta, y se mide el desplazamiento relativo en ambos extremos, activo y pasivo, respecto del hormigón. Con la intención de estudiar el efecto de una carga cíclica, Tassios (1982) incorpora una célula de carga reversible (tracción y compresión). Magnusson (1997) [35] dispone *strain gauges* tanto en el extremo donde se aplica la carga como en el opuesto para estudiar la distribución de la tensión de adherencia a lo largo de la barra.

En los trabajos de Bertero y Eligehausen (1981), las probetas tienen confinamiento pasivo y compresión transversal para evitar el fallo por *splitting*. Para analizar y controlar la componente radial de la tensión de adherencia local, Tepfers y Olsson (1992) [36] proponen el ensayo "Ring-Test" en el que la barra de acero es arrancada de una probeta cilíndrica que se encuentra protegida por una camisa de acero y obtiene la componente normal de la tensión de adherencia. Con este mismo objetivo Malvar (1992) [37] realiza el ensayo en probetas cilíndricas hasta la pérdida total de adherencia para estudiar la evolución del *splitting* y Noghabai (1995) [38] emplea confinamiento formado por una espiral de acero, comparando los resultados con probetas sin confinamiento.

Además se realizan ensayos tipo *pull-out* en probetas prismáticas prefisuradas antes de iniciar el ensayo, en la dirección de la barra de acero para evaluar el efecto de confinamiento y la transferencia de tensiones incluso después de originarse las fisuras de *splitting,* Gambarova [23], Mas, (1989, 1997).

Los ensayos anteriores están destinados a estudiar la relación tensión de adherencia local-deslizamiento. Para conocer otros aspectos de la adherencia, tales como la variación de la tensión de adherencia a la que está sometida la barra anclada o solapada, se realizan ensayos con longitudes adherentes mayores ($l>5\phi$) donde se estudia el comportamiento de anclajes por medio de probetas con una o dos barras embebidas y barras transversales que simulan los estribos, eliminando la acción confinante que introduce la placa de apoyo en la probeta. Estas probetas se encuentran sin fisuras o prefisuradas y la mayoría con confinamiento transversal, Plizzari *et al*, (1996, 1998) [39].

3.1 Ensayos tipo pull-out. Resultados

Un método para determinar la tensión de adherencia local y el deslizamiento relativo de la barra respecto al hormigón a lo largo de una longitud determinada consiste en medir la fuerza aplicada y asumir una distribución uniforme de la tensión, esto es sólo posible para pequeñas longitudes de anclaje.

El objetivo de esta parte del proyecto de investigación es analizar y cuantificar la adherencia hormigón - acero en elementos estructurales mediante ensayos *pull-out* con recubrimientos deficientes, para comparar la influencia de la relación recubrimiento/diámetro (c/ϕ) en la tensión máxima de adherencia, el deslizamiento y el tipo de fallo. Los resultados proporcionan una información útil respecto a longitudes de anclaje y solapos, de aplicación práctica en estudio de patologías y evaluación de estructuras de hormigón.

Los factores que afectan a los resultados de este ensayo son: la longitud de adherencia, situación de la longitud adherente respecto a la aplicación de la carga, diámetro nominal de la barra, resistencia del hormigón y por último el lugar de medida del deslizamiento relativo hormigón-acero (en la cara de la probeta donde se aplica la carga, extremo activo, o en la opuesta, extremo pasivo).

Las dimensiones de las probetas son 200 x 200 x 200 mm, siendo la longitud adherente igual a cinco veces el diámetro de la barra. La falta de adherencia en el resto de la barra embebida se consigue mediante la colocación de manguitos de plástico como los que se utilizan en el ensayo normalizado de caracterización de las barras de acero.

Para cada diámetro de barra se han contemplado distintos valores de recubrimiento, desde una posición centrada de la barra hasta un recubrimiento teórico de cero milímetros (las barras siempre quedaban con un recubrimiento de décimas de milímetro). El tipo de acero empleado es el mismo en todas las series, B 400 S. La resistencia a compresión a los 28 días del hormigón varía entre 29 y 31 MPa. En la serie 1 se realizan 15 ensayos con diámetro nominal igual a 12 mm. En la serie 2 se realizan 10 ensayos con diámetro igual a 16 mm. En la serie 3 se realizan 11 ensayos con diámetro igual a 20 mm.

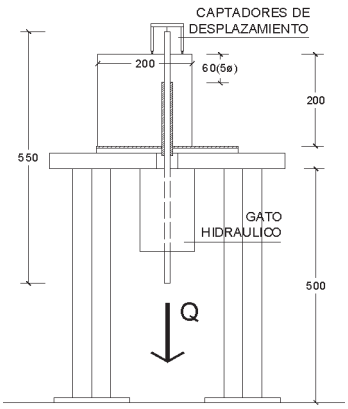


Figura 5. Dispositivo de ensayo.

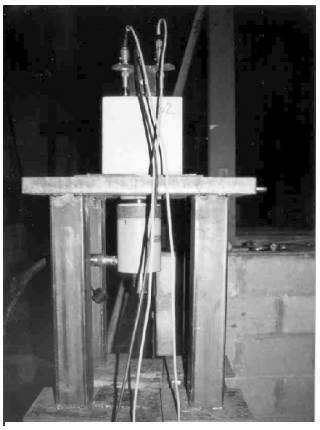


Figura 6. Montaje ensayo.

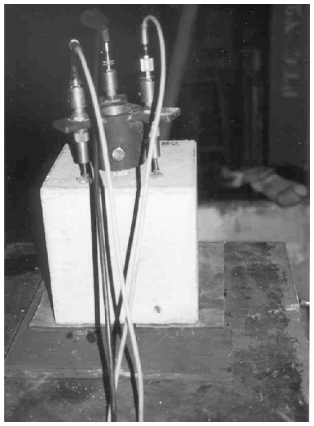


Figura 7. Captadores.

La carga se aplica sobre el extremo de mayor longitud, figuras 5 y 6, con un gato hidráulico hasta carga máxima. Durante el ensayo se registra el deslizamiento relativo de la barra respecto al hormigón en la cara opuesta de aplicación de la carga, mediante tres captadores de desplazamiento, figura 7. La probeta de hormigón se apoya sobre una plancha de goma de dimensiones 300x300x5 mm y a su vez sobre una placa de acero de las mismas dimensiones y 10 mm de espesor para garantizar un apoyo uniforme.

La tensión de adherencia local se calcula como la carga aplicada en el ensayo dividida por la superficie adherente de la barra. Siendo Q la carga aplicada, Ø el diámetro nominal de la barra y l_b la longitud adherente:

$$\tau = Q/A = Q/\pi \text{Ø}\, l_b$$

En las Figuras 8 y 9 se representan los diagramas típicos de la tensión de adherencia local τ (MPa), en función del deslizamiento del extremo superior de la barra, δ (mm), para dos probetas ensayadas con barras de 12 mm de diámetro con relación c/ϕ = 3,9 y c/ϕ = 0 respectivamente.

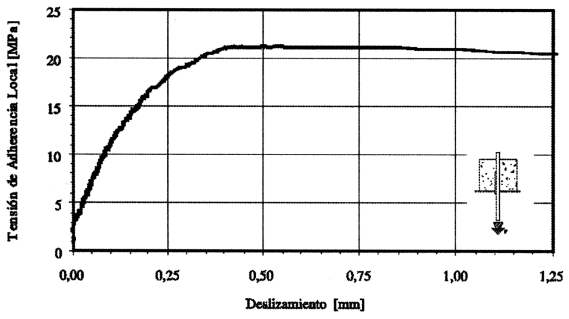


Figura 8. Curva de adherencia local/deslizamiento.

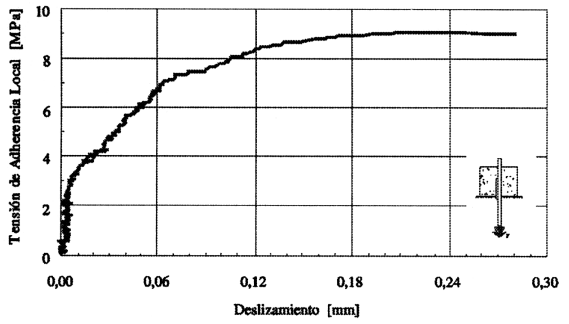


Figura 9. Curva de adherencia local/deslizamiento para recubrimiento teórico nulo.

En la figura 10 se muestra la gráfica tensión de adherencia-deslizamiento completa de uno de los ensayos realizados.



Figura 10. Curva completa adherencia deslizamiento en un ensayo con ϕ= 12 mm.

En los ensayos con barras descentradas y relaciones c/ϕ pequeñas el fallo se produce por fisuración del recubrimiento según la dirección de la barra, *splitting*, figuras 11 y 12. Al aumentar el recubrimiento se mejora el comportamiento adherente.

La Figura 13 incluye los resultados obtenidos. En el eje de abscisas se representa la relación recubrimiento/diámetro (c/ø) y en el eje de ordenadas la relación entre la tensión máxima de adherencia y la resistencia del hormigón (τ_{bmax} / f_c). A partir de un cierto valor de la relación c/ø puede suponerse que el recubrimiento no influye en la tensión de adherencia resultante, y separa los fallos de tipo *splitting* de los fallos por arrancamiento. La ecuación de la recta del tramo inicial y del tramo horizontal supuesto son las siguientes:

$$\frac{\tau_{bmax}}{f_c} = 0,1498 \cdot \left(\frac{c}{\text{ø}} + 1\right) \qquad \text{para c/ø} < 2,8$$

$$\frac{\tau_{bmax}}{f_c} = 0,5692 \qquad \text{para c/ø} \geq 2,8$$

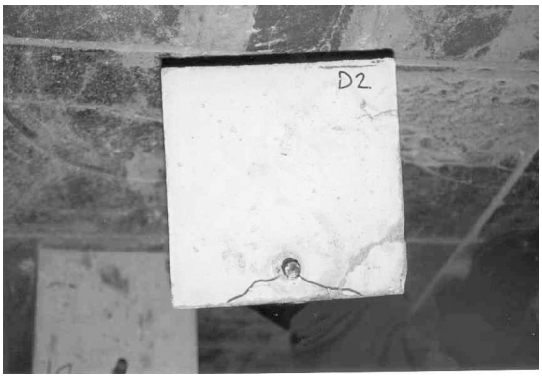


Figura 11. Fisuras radiales en el extremo pasivo (splitting) (probeta D2).

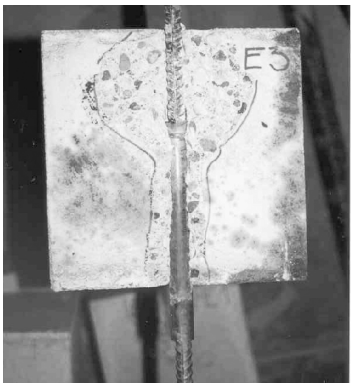


Figura 12. Fisuración del recubrimiento. Alzado lateral (probeta E3).

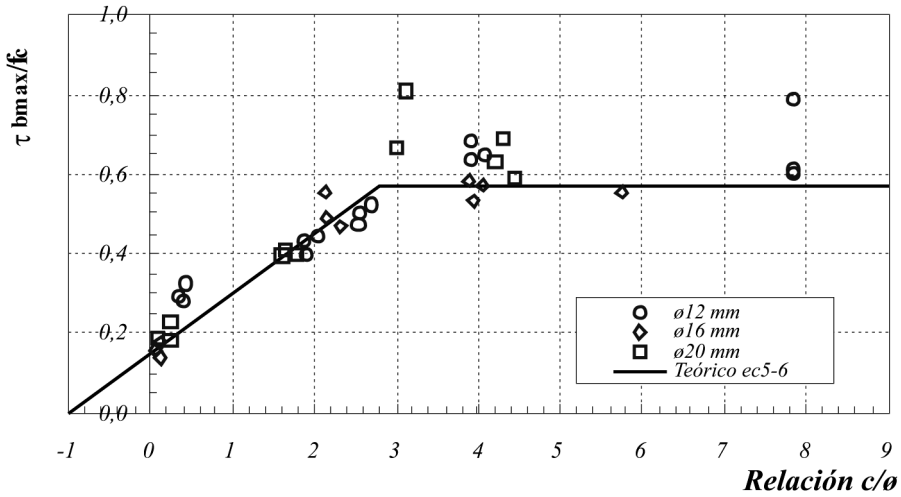


Figura 13. Efecto del espesor del recubrimiento en la máxima tensión de adherencia local.

Teóricamente el punto (c/ø = -1 ; $\tau_{bmax} / f_c = 0$) corresponde a la tensión de adherencia nula de una barra de diámetro ϕ y recubrimiento –ϕ, tangente exterior a la probeta de hormigón. La ecuación anterior se ha establecido para que la recta pase por este punto. El comportamiento real entre un recubrimiento -ϕ y un recubrimiento nulo es desconocido y puede ser muy variable, pero se ha preferido mantener este tramo de la recta. La frontera que separa los fallos de *splitting* de los fallos por *pull-out* no está perfectamente definida y varía normalmente entre c/ø = 2,5 y c/ø = 3,5 dependiendo de las características del ensayo, materiales e índice de corruga de las barras. Para tener en cuenta el efecto de confinamiento de la armadura transversal se sustituye la relación c/ø por $(c + k_{rt}) /ø$, donde k_{rt} es un coeficiente propuesto por el ACI 318 [40], función de la cuantía de armadura transversal del elemento.

Para un recubrimiento pequeño o nulo queda garantizada una tensión de adherencia mínima, debido a que el hormigón rodea todavía a la barra en su perímetro. Para recubrimientos pequeños la tensión de adherencia disminuye con lo que no se garantiza una tensión suficiente que permita el anclaje de las barras. Además con un escaso recubrimiento pueden intervenir aspectos muy negativos relacionados con la durabilidad de la estructura al no quedar la armadura suficientemente protegida ante agentes agresivos (ambientes marinos, acción del fuego, etc.).

3.2 Ensayos tipo *beam test*. Resultados

El ensayo tipo *beam test,* o de la viga, se utiliza para determinar las características de adherencia de barras corrugadas. El método, descrito en la norma UNE 36740:1998 [35], consiste en someter a flexión a una viga formada por dos bloques de hormigón unidos en la parte superior por una rótula metálica y en la parte inferior por la barra objeto de estudio. La longitud adherente se sitúa en el centro de cada una de los bloques y es igual a diez veces el diámetro de la barra, figura 14. Durante el ensayo se miden los desplazamientos relativos de la barra respecto a la superficie de hormigón, mediante captadores de desplazamiento colocados en los extremos de la viga, figura 15. La tensión media de adherencia, τ_{bm}, se determina a partir de las tensiones de adherencia correspondientes a los deslizamientos de 0,01 mm, 0,1 mm y 1 mm, $\tau_{bm} = (\tau_{0.01} + \tau_{0.1} + \tau_1)/3$.

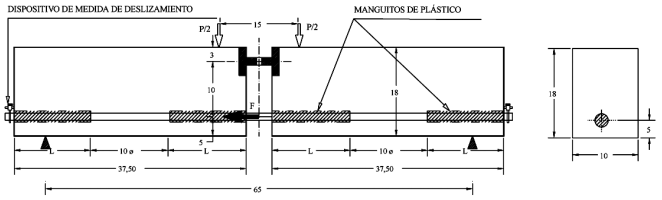


Figura 14. Ensayo tipo beam test.

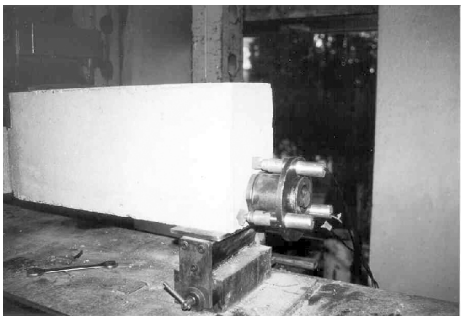


Figura 15. Captadores de desplazamiento.

Basándose en este ensayo se ha determinado una curva tensión de adherencia-deslizamiento media para diámetros de barras entre 14 y 25 mm. El acero utilizado es B 500 S y la resistencia del hormigón ha variado entre 22 y 30 MPa. Se ha adoptado como base el tipo de curva propuesta en el Código Modelo. En esta gráfica se pueden distinguir cuatro tramos: una rama ascendente hasta alcanzar el deslizamiento de cedencia para la tensión máxima de adherencia; un tramo sensiblemente horizontal; un tercer tramo descendente y un último tramo horizontal, con una tensión residual de adherencia aproximadamente igual a 40% de la tensión máxima, figura 16. La ecuación obtenida de la tensión de adherencia local para cada tramo en función del deslizamiento es la siguiente:

- $0 \le s \le s_1$: $\tau = \tau_{max} \cdot \left(\frac{s}{s_1}\right)^{\alpha}$ $\quad s_1 = 0{,}45$ mm, $\alpha = 0{,}20$
- $s_1 \le s \le s_2$: $\tau = \tau_{máx} = 2{,}278 \cdot \left(f_{ck}\right)^{2/3} - 0{,}369\phi$ $\quad s_2 = 2{,}5 \cdot s_1$
- $s_2 \le s \le s_3$: $\tau = \tau_{max} - \left(\tau_{max} - \tau_f\right) \cdot \left(\frac{s - s_2}{s_3 - s_2}\right)$ $\quad s_3 = 5$ mm
- $s > s_3$: $\tau = \tau_f = 0{,}4 \cdot \tau_{máx}$

Se ha analizado también la variación de las curvas de adherencia hormigón – acero con la fatiga tras someter previamente las probetas a un número determinado de ciclos de carga – descarga. El objetivo pretendido ha sido estimar el efecto del nivel de carga máxima aplicada en los ciclos de fatiga. El estudio se ha realizado con diámetros representativos de la serie normalizada, ensayando barras aisladas de 16 y 25 mm de diámetro.

Se han fabricado dos series de 6 probetas para ensayos de fatiga con cada uno de los diámetros de barras. Estas probetas se han sometido a 15000, 42000, 50000, 100000 y 200000 ciclos de fatiga con una frecuencia de 4Hz, para cargas que varían entre el 20% mínimo y el 90% y el 100% de la carga que produce la tensión media de adherencia mínima recomendada en los ensayos de caracterización. Esta tensión es generalmente inferior al 50% de la tensión de rotura que se obtiene en los ensayos. Una vez finalizados los ciclos de fatiga se ensayan las probetas mediante el procedimiento normalizado de adherencia y se determinan las tensiones de rotura y las tensiones medias de adherencia.

Los resultados obtenidos muestran que, para los distintos ciclos de carga de fatiga considerados y con cargas aplicadas, no se producen disminuciones en las tensiones de rotura y tensiones media de adherencia, observándose en varios casos incrementos en la tensión de rotura respecto a los ensayos normalizados de caracterización. En algunas curvas tensión - deslizamiento de las muestras ensayadas, después de estar sometidas a los ciclos de fatiga, se ha observado una disminución del valor del deslizamiento de cedencia para la tensión máxima de adherencia alcanzada. Si bien sería lógico esperar una degradación de la adherencia y un incremento del deslizamiento, esto no se produce cuando el nivel de carga no supera la considerada, incluso con un número de ciclos elevado.

Como ensayos complementarios se han realizado 6 ensayos de adherencia por flexión con cada uno de los diámetros de barras de 16 mm y 25 mm, aplicando cargas de carácter dinámico (carga de impacto) efectuando el escalón de carga y descarga en ciclos de un cuarto de segundo. El nivel inicial de carga se estableció en el 90% de la carga que produce la tensión media de adherencia mínima para los diámetros ensayados. En cada uno de los ciclos la carga máxima se incrementa con relación al anterior hasta que se produce la rotura. Los resultados muestran una dispersión apreciable, obteniéndose

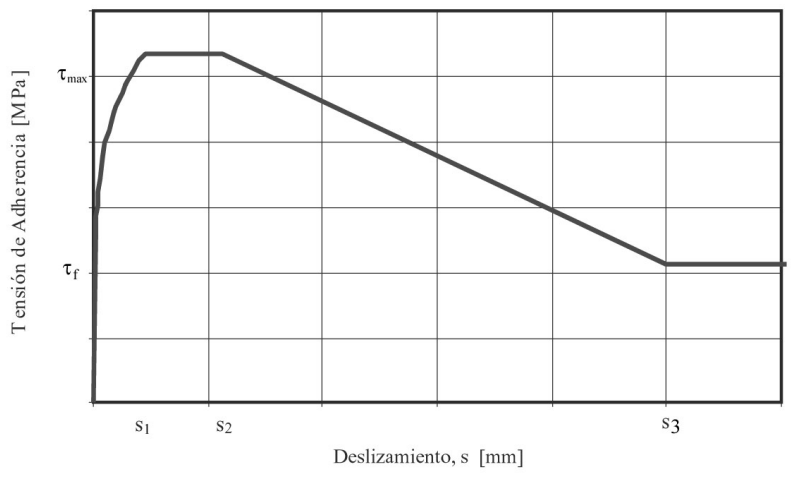


Figura 16. Relación tensión de adherencia – deslizamiento obtenida de ensayos beam test.

valores mínimos del 80% de la carga que produce la tensión de rotura deducida de los ensayos de la serie estática. No se profundizó en este tipo de ensayos debido a la dificultad de su realización, la inestabilidad de los mismos, la dispersión de resultados obtenidos y la falta de presupuesto.

4. ENSAYOS A FLEXIÓN DE VIGAS CON ADHERENCIA PARCIAL DE LA ARMADURA DE TRACCIÓN

Los ensayos tiene por objeto estudiar cómo influye el deterioro de la adherencia acero/hormigón en la respuesta de la estructura cuando dicho deterioro está cuantificado y caracterizado, con independencia de cuál haya sido su origen. El programa ha consistido en la realización de ensayos de flexión con vigas de hormigón armado y falta de interacción hormigón/acero en determinadas zonas de la armadura de tracción. El estudio se ha centrado en elementos flectados porque son aquéllos en los que la necesidad de la transferencia de tensiones entre los dos materiales, hormigón y acero, es más notoria. Se han obtenido resultados para vigas de pequeña esbeltez y de mediana esbeltez. En estas últimas se han ensayado vigas fabricadas con hormigones de 25 MPa y de 51 MPa de resistencia.

4.1 Vigas de pequeña esbeltez

Los ensayos han incluido un total de 17 vigas de pequeña esbeltez (series A y B). Se han contemplado dos tipos de anclaje de la armadura de tracción: por patilla y por prolongación recta.

El tipo de acero de todas las armaduras ha sido B 400 S y en todos los casos el espesor de los recubrimientos se ha mantenido en 20 mm. La resistencia del hormigón ha variado entre 20 y 24 MPa. En la Tabla 1 se resumen las características geométricas y el armado de las vigas ensayadas y en la Figura 17 se muestra un esquema de las mismas.

Para evitar la adherencia acero/hormigón se dispusieron manguitos lisos de plástico alrededor de la barra. Estos manguitos se situaron en los espacios entre cercos, de distintas formas, para proporcionar porcentajes variables sin adherencia de la armadura inferior. El rango de niveles de deterioro en función del porcentaje de armadura inferior sin adherencia ha sido el siguiente. En las vigas cortas de la serie A se buscaron tres niveles de deterioro: nivel bajo: ~30% de falta de adherencia; nivel medio: ~50% de falta de adherencia; nivel alto: ~70% de falta de adherencia. En las vigas de la serie B se contempló nivel medio (~40% de falta de adherencia) y nivel alto (~70% de falta de adherencia). De las dos series se ensayaron vigas patrón o de referencia, con adherencia completa.

Las vigas se ensayaron simplemente apoyadas dejando una luz entre apoyos de 750 mm. Se aplicó una carga puntual creciente en el centro del vano hasta alcanzar la rotura. Para medir el desplazamiento vertical de la viga en el centro de vano (flecha) se dispuso un captador exterior de desplazamiento de tipo extensométrico y precisión de una centésima de milímetro. En cada ensayo se registró la curva carga-flecha. En la Figura 18 se muestra una instantánea de un ensayo.

En la Figura 19 se ha representado el ajuste lineal de la relación entre la carga de rotura de cada viga y la carga de rotura de la viga patrón (Q_u/Q_r) función de la falta de adherencia para las series ensayadas.

Para el nivel bajo de falta de adherencia (~ 30% alcanzado en la serie A), las vigas no experimentaron una reducción de su capacidad de carga. En algunos casos se registró un ligero aumento que se puede cifrar en un valor medio del 4%. Para el nivel de deterioro medio, en el entorno del 50% de

Tabla 1. Dimensiones y armado de las vigas de pequeña esbeltez

SERIE	NÚMERO DE VIGAS	h (cm)	b (cm)	l (cm)	ARMADURA LONGITUDINAL	ARMADURA TRANSVERSAL	TIPO DE ANCLAJE
A	12	20	20	100	Superior: 2ϕ10 Inferior: 2ϕ10	cϕ6/10 cm	Patilla
B	5	20	20	110	Superior: 2ϕ10 Inferior: 2ϕ10	cϕ6/10 cm	Prolongación recta

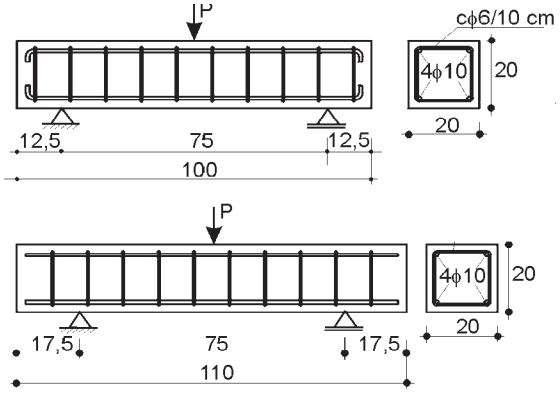


Figura 17 . Geometría y armado de las vigas de pequeña esbeltez.

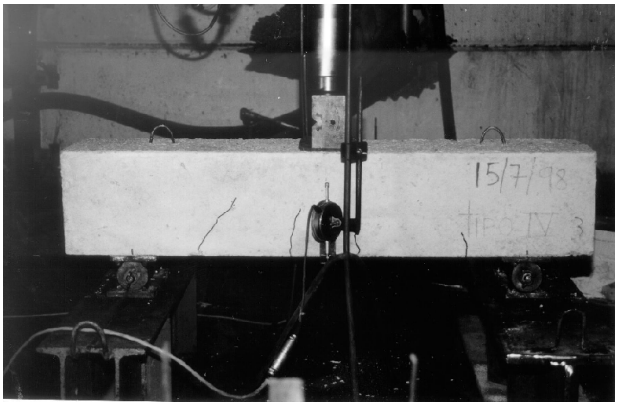


Figura 18. Ensayo de viga.

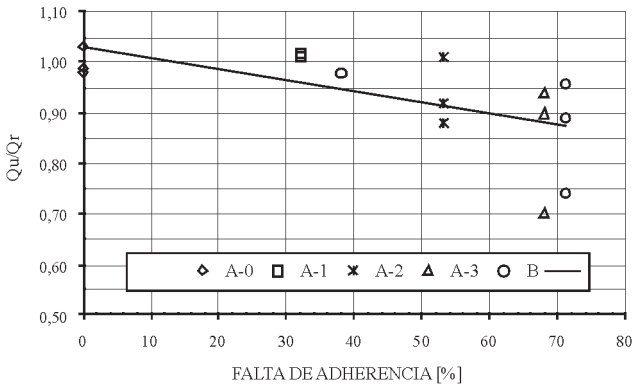


Figura 19. Relación entre Q_u/Q_r y falta de adherencia.

ausencia de adherencia se obtuvo una disminución máxima de la capacidad portante algo superior al 10%. Para niveles de deterioro altos, del orden del 70%, la reducción fue más significativa, alcanzando en algunas vigas valores entre el 25% y 30%, si bien en otras la reducción se situó entre el 5 y el 10%.

Los primeros ensayos que se realizaron fueron los de la serie A y anclaje por patilla. En ellos la reducción de la capacidad resistente no era significativa incluso para los porcentajes más altos de falta de adherencia. Entonces se pensó que el doblado en ángulo del extremo de la barra para formar la patilla hacía que la tracción de la armadura se transfiriera al hormigón más por la morfología del anclaje que por el acuñamiento de las corrugas en el hormigón, y por tanto no tenía demasiada trascendencia la disposición de manguitos en los anclajes. Sin embargo, los resultados de los ensayos de la serie B, con vigas de la misma esbeltez y armado, pero con la armadura de tracción anclada por prolongación recta en las zonas de apoyo permiten afirmar que el tipo de anclaje no ha condicionado, al menos de forma significativa, los resultados.

Debido a la propia geometría de la pieza, especialmente corta, con una relación luz/canto igual a 3,75, los valores de deformación registrados para las cargas de servicio han sido muy pequeños, si bien en términos porcentuales, el incremento de la flecha para los niveles de pérdida de adherencia estudiados fueron 20%, 28% y 31% respectivamente.

Los ensayos han permitido estimar la variación de la carga de rotura y la relación carga/flecha en el centro de vano en función de la longitud no adherente de la armadura de tracción (porcentaje y situación) y del tipo de anclaje (por prolongación recta o por patilla). La falta de adherencia en zonas parciales y distribuidas a lo largo de la armadura de tracción puede reducir la capacidad de carga de los elementos flectados. Sin embargo, si la cuantía de la armadura de tracción referida a la sección de hormigón es pequeña la reducción de la capacidad resistente es poco significativa, incluso para deterioros de adherencia del 70%. La forma como se distribuye el deterioro no incide en la capacidad resistente, para niveles de falta de adherencia de hasta el 50%. Se ha constatado un incremento significativo de la deformación con pérdidas de adherencia crecientes.

4.2 Vigas de esbeltez media con hormigones de resistencia media

Se han fabricado 7 vigas de mediana esbeltez (serie C), con sección rectangular de 15 x 25 cm y 3 m de longitud. La resistencia del hormigón fue de 24,5 MPa. El tipo de acero empleado ha sido B 500 S. La armadura inferior esta formada por 3ø12 y la superior 2ø8. En todas las vigas se han dispuesto cercos ø6 cada 15 cm. El porcentaje de armadura inferior sin adherencia para esta serie ha variado entre el 44% y el 73%, modificando la disposición de los manguitos de plásticos para simular distintas distribuciones de deterioro pero parecidos porcentajes de falta de adherencia. Las vigas se ensayaron a flexión, hasta rotura, aplicando una carga puntual en el centro, dejando una luz libre entre apoyos de 2,6 m, con una relación luz/canto igual a 10,4. Los resultados obtenidos se representan en la figura 20, que recoge el ajuste bilineal de la relación Q_u/Q_r función del porcentaje de falta de adherencia hormigón – armadura traccionada.

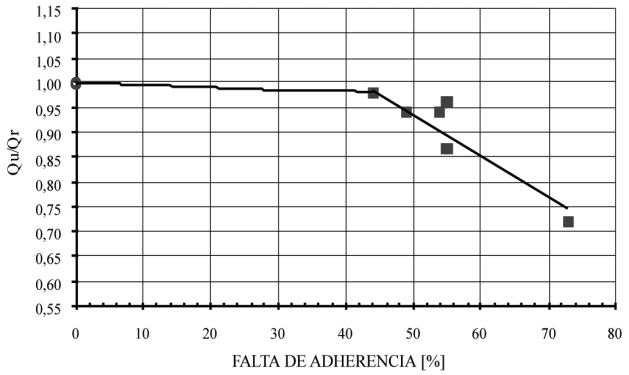


Figura 20. Carga última para distintos porcentajes de deterioro de adherencia.

Hasta una pérdida de adherencia del 40% la disminución de la carga última es pequeña. Para valores de la pérdida de adherencia del 70% la reducción de la carga última ya es significativa, cercana al 30%. La distribución del deterioro para un mismo porcentaje puede tener una influencia menor del 10%. Los incrementos de flecha en centro del vano registrados para pérdidas de adherencia del 50% son significativos, alcanzando valores del orden del 30%.

4.3 Vigas de esbeltez media con resistencia de hormigón alta

El programa de ensayos con vigas de resistencia alta del hormigón se ha limitado a 7 vigas de esbeltez media (serie D), con sección rectangular de 20 x 30 cm y 4 m de longitud. La resistencia del hormigón fue de 51,84 MPa. El tipo de acero empleado ha sido B 500 S. La armadura inferior esta formada por 4ø16 y la superior 2ø8. No existe armadura transversal para absorber el cortante, únicamente se colocaron 4 cercos como armadura de montaje.

Como resultado de referencia se toma el valor de la viga tipo 1 sin ninguna pérdida de adherencia. Como viga tipo 2 se considera la que presenta una falta de adherencia en la armadura inferior equivalente al 30% de su longitud y la de tipo 3 y tipo 4, un 54% y 70% respectivamente, figura 21. En el caso del 70% de pérdida de adherencia se dispusieron longitudes importantes sin adherir en las zonas de los apoyos para intentar reproducir el fallo por adherencia de la armadura deficientemente anclada. Se ensayaron a flexión, hasta rotura, dos vigas para cada tipo, aplicando dos cargas puntuales del mismo valor a un tercio de la luz, dejando una luz libre entre apoyos de 3,70 m y una relación luz/canto igual a 12,33, figura 22.

La figura 23 recoge el ajuste polinómico de la relación Q_u/Q_r función de la falta de adherencia para la serie ensayada. Para valores del 30% de pérdida de adherencia se aprecia una disminución de la capacidad a flexión de las vigas entre 10% y 20%. La reducción es del 35% para un deterioro de la adherencia del 54%, y alcanza el 65% para porcentajes importantes de degradación de la adherencia.

Los resultados obtenidos ponen de manifiesto que la capacidad residual de vigas con adherencia irregular puede disminuir considerablemente a partir de un 30% de pérdida de adherencia de la armadura traccionada, observándose además una pérdida sensible de rigidez en las piezas. Se ha observado también que los fallos de adherencia en piezas sin cercos o estribos pueden ocasionar fallos por cortante.

5. EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO DETERIORADAS

Para la evaluación de estructuras existentes se está poniendo a punto un modelo teórico para estructuras de barras, sencillo y de fácil aplicación. Para su implantación se utilizan métodos matriciales que mediante un procedimiento iterativo reproduce el comportamiento (solicitaciones y deformaciones) de estructuras deterioradas. El modelo formará parte de una tesis doctoral que sobre adherencia está desarrollando un miembro del equipo investigador del proyecto.

En las matrices de rigidez que se formulan se incorporan las causas que intervienen en los fenómenos de degradación, la mayoría dependientes del tiempo. El modelo no considera la

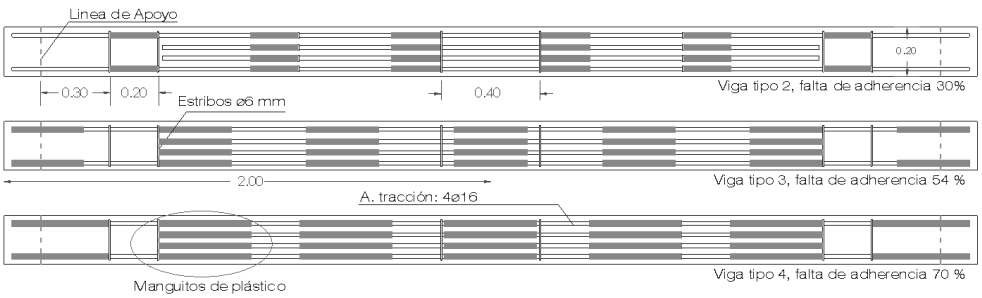


Figura 21. Geometría de las vigas ensayadas.

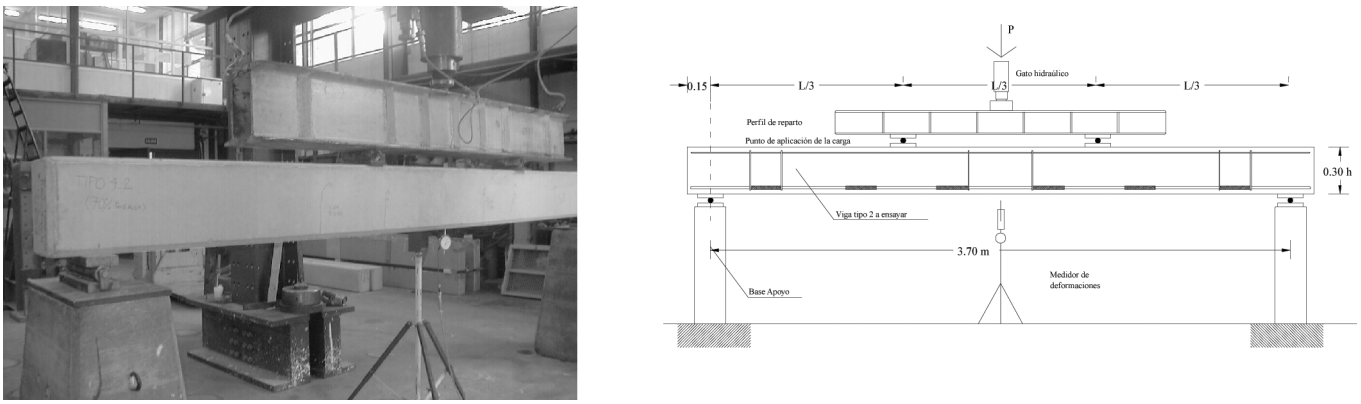


Figura 22. Ensayo y esquema de carga de la viga tipo 2.

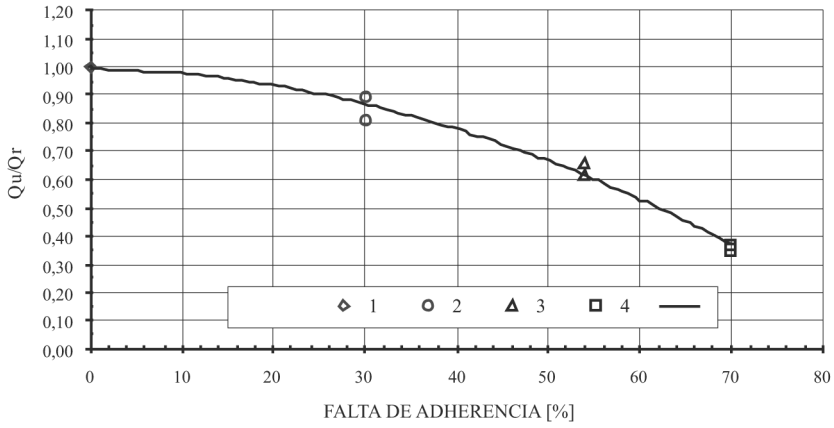


Figura 23. Influencia de la pérdida de adherencia en la carga última.

variable tiempo y por lo tanto debe conocerse el grado de deterioro existente en un momento determinado de forma que permita redefinir la geometría de la estructura, las acciones y las características de los materiales. La formulación de las matrices de rigidez de las piezas en función del daño sufrido se realiza modificando la rigidez inicial teniendo en cuenta los tramos de pieza con armaduras no adherida, zonas de armaduras con escaso o nulo recubrimiento y grado de confinamiento de la armadura transversal, incorporando otros efectos como la degradación de la sección de la armadura por corrosión, presencia de coqueras, manifestación de fisuras de flexocompresión y otros daños que disminuyen la sección geométrica resistente y/o la adherencia acero-hormigón.

El procedimiento es una sucesión de cálculos de primer orden, análisis lineal, que por medio de un proceso iterativo aproxima el comportamiento degradado y no lineal de la estructura. La estructura está formada por un conjunto de piezas lineales que se dividen en segmentos. Cada segmento tiene asociados en su definición la geometría, el armado, los recubrimientos y los factores y parámetros de degradación en un período de tiempo determinado. Como resultado final se obtiene una solución equilibrada y compatible, que permite evaluar el grado de deterioro sufrido por la estructura. El método tiene en cuenta la no linealidad geométrica, mediante cambios de la geometría en el proceso iterativo, y la no linealidad mecánica, asociada al comportamiento de los materiales. El análisis a nivel de sección se puede abordar tradicionalmente de dos formas distintas, mediante el cálculo de sección inverso o el cálculo de sección directo. Sin embargo, en el procedimiento descrito se está probando un método de cálculo de sección semidirecto, propuesto por Morán [41], más adecuado para resolver este tipo de análisis y evitar problemas de convergencia. Como aproximación se supone que en el tramo donde la adherencia está totalmente deteriorada, y siempre que la longitud sea pequeña, las deformaciones y curvaturas se pueden estimar como en un estado fisurado (estado II). En este tramo la tensión de la armadura traccionada es prácticamente constante y se determina en la sección central de dicho tramo (no se transmiten tensiones de adherencia entre un extremo y otro del tramo). En zonas con adherencia perfecta se puede incorporar el efecto *Tension – Stiffening* que tiene en cuenta la rigidización por tracción del hormigón entre fisuras, GEHO (1996) [42]. Para el hormigón se utiliza el diagrama tensión deformación propuesto en el artículo 21.3.3 de la EHE [1] y para el acero se adopta un diagrama bilineal elastoplástico.

Para realizar el análisis es necesario discretizar cada barra de la estructura en varios segmentos o elementos de forma que puede describirse adecuadamente los síntomas localizados de deterioro. Estos elementos discretos pueden ser de varios tipos. El elemento "tipo 0" es un elemento de hormigón armado sin deterioro de ninguno de sus materiales, hormigón y acero, sin defectos de geometría, de ejecución o de cualquier otra clase. Se trata del elemento de referencia sin degradación. A partir de este elemento se crean otros tipos que en función de distintos parámetros asociados a su definición llevan incorporados diversos estados de degradación: de la adherencia, por corrosión, por recubrimiento, por existencia de coqueras, por defectos de geometría, por degradación de materiales, etc. Se distingue también entre elementos situados en las zonas de apoyo y elementos en donde se produce el corte de armaduras o el solape de las mismas, que permite estudiar las condiciones de anclaje. Para un estado de cargas determinado se realiza el proceso iterativo de cálculo para obtener como solución final los esfuerzos y desplazamientos asociados a la estructura degrada definida.

6. CONCLUSIONES

Los resultados del proyecto de investigación descrito son de aplicación práctica para evaluar el estado de una estructura de hormigón deteriorada por diversas patologías que producen una deficiente adherencia entre el hormigón y el acero de las armaduras, afectando por tanto al principio básico del comportamiento de estas estructuras.

Se ha determinado la capacidad de adherencia de barras con recubrimiento variable de hormigón. Para una relación entre el recubrimiento y el diámetro de la barra (c/ϕ) mayor o igual que 2,8 no se produce disminución en la capacidad resistente. Para relaciones menores de 2,8 la disminución de la capacidad de adherencia se puede aproximar de forma lineal entre el valor máximo y cero para $c/\phi = -1$ (simulación de barra exterior tangente a la sección de hormigón).

A partir de ensayos *beam test* realizados sobre barras corrugadas se ha obtenido un diagrama tensión de adherencia local-

deslizamiento. Este diagrama puede definirse por cuatro tramos, teniendo en cuenta la resistencia a compresión del hormigón, f_c, el diámetro de la barra, ϕ, la resistencia a la adherencia, τ_{max}, y los deslizamientos representativos, s.

Los ensayos realizados indican que no se produce una degradación significativa en la tensión máxima de adherencia en los ensayos *beam test* para muestras previamente sometidas a un número determinado de ciclos de fatiga, con un nivel de carga máximo equivalente al que produce la tensión media de adherencia mínima exigida en los ensayos estáticos de caracterización. Para cargas de impacto de carácter dinámico los ensayos realizados muestran una gran dispersión.

La falta de adherencia en zonas parciales y distribuidas a lo largo de la armadura de tracción reduce la capacidad de carga de los elementos sometidos a solicitaciones de flexión. La forma en que se distribuye el deterioro tiene poca incidencia en la capacidad resistente para niveles de falta de adherencia de hasta el 50%, siempre que quede garantizado el anclaje extremo de las armaduras. Si esto no ocurre la capacidad residual de vigas con adherencia irregular disminuye a partir de un 30% de pérdida de adherencia de la armadura principal sin confinamiento. En las vigas tanto de pequeña como de mediana esbeltez se ha constatado un incremento de la deformación bajo cargas de servicio con pérdidas de adherencia crecientes. Los fallos de adherencia en piezas sin armadura transversal pueden ocasionar fallos por cortante. Como consecuencia, no parece adecuado proyectar piezas de hormigón armado sin armadura de cortante, sobre todo si se piensa que pueden producirse fenómenos o patologías que afecten y degraden la adherencia hormigón acero.

Se ha descrito las directrices generales de un modelo teórico para la evaluación de estructuras deterioradas. Este modelo, sencillo y de fácil aplicación, para estructuras de barras, las más usuales en edificación, formará parte de una tesis doctoral que sobre adherencia se está desarrollando en el Instituto Eduardo Torroja.

Los ensayos realizados han sido necesariamente limitados por motivos de tiempo y presupuesto. Deben abordarse próximamente otros ensayos para determinar las características de adherencia de grupos de barras y profundizar en los ensayos de tipo dinámico. Será necesario también desarrollar y contrastar hipótesis que permitan incorporar las relaciones tensión de adherencia-deslizamiento de forma adecuada y aplicable a la evaluación de estructuras existentes.

AGRADECIMIENTOS

Este estudio forma parte del proyecto de investigación PB98-0515 *"Análisis de estructuras de hormigón armado con una deficiente transferencia de tensiones hormigón acero"* financiado por el Ministerio de Educación y Cultura con cargo al Programa Sectorial de Promoción General del Conocimiento, que se ha desarrollado en el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. Los autores agradecen al personal técnico y laboral de la nave de ensayos las facilidades y colaboración prestada a lo largo de la fase experimental.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Comisión Permanente del Hormigón, "Instrucción de Hormigón Estructural, EHE". Ministerio de Fomento, 1998, 472 pp.

[2] CEB-FIP, "Código Modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural". Ed. Colegio de ingenieros, caminos, canales y puertos, GEHO-CEB, 1995, 575 pp.

[3] AENOR. Eurocódigo 2 (UNE-ENV-1992-1-1: 93), "Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1. Reglas generales y reglas para edificación". 1992, 213 pp.

[4] Proceedings of Int. Conf. on "Bond in Concrete- From research to practice ". 3 Vol, Riga, Latvia, 1992.

[5] Proceedings of Int. Conf. on "Bond in Concrete-From research to standards". 3 Vol, Budapest, Ed. G.L. Balazs, 2002.

[6] *fib* Bulletin nº10, "Bond of reinforcement in concrete, State-of-Art Report", 2000, 427 pp.

[7] Karin Lundgren: "Three-dimensional modelling of bond in reinforced concrete. Theoretical model, experiments and applications". Tesis Doctoral, Chalmers Univ. of Technology. Pub. 99:1, Göteborg, 1999, 50 pp.

[8] Magnusson J.: "Bond and anchorage of deformed bars in high strength concrete", doctoral thesis, Chalmers Univ. of Technology. Pub. 20007:1. Göteborg, 1997, 234 pp.

[9] ACI SP-156, "Interface fracture and bond". Ed: O. Buyukozturk, 1995, 216 pp.

[10] García M. D., Gutiérrez J. P., "Comportamiento de vigas de hormigón armado con deterioro parcial de la adherencia hormigón acero". Colloquia, Ed. Amiet, 2001, 231-241.

[11] Molina M., Gutiérrez J. P., García M. D., López C., "Ensayos tipo Pull-out modificado para determinar la adherencia hormigón – acero en elementos con recubrimientos deficientes". Colloquia 2001, Ed. Amiet, 2001, 303-312.

[12] Gutiérrez J. P., Molina M., Martínez S., López C., "Retrofitting with externally bonded FRP Material of concrete beams with partial loss of concrete-steel bond". ICCET/8, Tenerife, Spain, Ed: D. Hui, 2001, 309-310.

[13] Martínez S., Gutiérrez J. P., García M. D., López C., "Bond of CFRP strips on damaged mansory structures. Composites in Construction", Porto (Portugal). Ed. J. Figueras, published Balkema, Netherlands, 2001, 601-606.

[14] Alarcón E.,Recuero A., Perera R., López C., Gutiérrez J. P., "A reparability index for reinforced concrete members based on fracture mechanics". Engineering Structures, nº23, 2001, 687-697.

[15] Molina M., Gutiérrez J. P., López C., "Evaluación de la capacidad estructural de vigas de hormigón de resistencia elevada con adherencia parcial de la armadura de flexión", ACHE, Puentes y Estructuras de Edificación, Vol. 1,. Madrid, Noviembre 2002, 135-142.

[16] Molina M., Gutiérrez J. P., López C., "Evaluation of RC structures with partial loss of concrete/steel bond". Bond in Concrete from research to standard, Editor G.L. Balazs, Budapest, 2002, 182-190.

[17] Molina M., Gutiérrez J. P., García M. D., "Caracterización del fenómeno de adherencia hormigón – acero en elementos de hormigón armado". VII Congreso Nacional de Materiales, resumen de ponencias CD. Madrid, Octubre 2002. pp: 69.

[18] Martínez S., Gutiérrez J. P., García M. D., "Comportamiento estructural de muros de fábrica reforzados a flexión con lámina de FRP. Revisión del estado actual y futuros ensayos". ACHE, Volumen 1, Madrid, Ed. ACHE, Noviembre 2002, 579-607.

[19] García, M.D.; Gutiérrez, J.P.; Rodríguez, J.: "Influencia de la corrosión sobre la adherencia acero/hormigón". Hormigón y Acero nº210, 1998, 23-40.

[20] Rodríguez, J.; Ortega, L.M.; Casal, J; Díez, J.M.: "La corrosión de las armaduras y la vida residual de las estructuras de hormigón". Hormigón y Acero nº208, 1998.

[21] Cabrera J. G., Ghoddoussi P., "The effect of reinforcement corrosion on the strength of steel/concrete bond". Proceedings of international conference on bond in Concrete, Riga, Latvia, 1992, 10.11-10.24.

[22] ACI Committee 224, "Control of cracking in concrete structures". ACI 224.1R-89, 1989, 43 pp.

[23] Gambarova, P. G., Rosati, G., "Bond and splitting in bar pull-out: behavioural laws and concrete cover role". Magazine of Concrete Research, Vol 49, nº179, 1997, 99-110.

[24] McLeish, A., "Structural Assessment. Taywood Engineering Life Cycle Manual". Paper B4, Taywood Engineering Limited, UK, 1998.

[25] Okada K., Kobayashi, K., Miyagawa T., "Influence of longitudinal cracking due to reinforcement corrosion on characteristics of reinforced concrete members". ACI Structural Journal, nº85, 1988, 134-140.

[26] Tachibana Y., Maeda K., Kajikawa Y. Kawamura M., "Mechanical behaviour of reinforced concrete beams damaged by corrosion of reinforcement". Proceedings of third Int. l Symposium on Corrosion of Reinforcement in concrete construction, Wishaw Warwickshire, UK, May 1990, 178-187.

[27] Rodríguez J., Ortega L. M., Casal J., "Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement". Proceedings of Int. Conf. on structural faults and repair, London UK, Vol. 2, July 1995, 189-198.

[28] Eyre J. R., Nokhasteh, M. A., "Strength assessment of corrosion damaged reinforced concrete slabs and beams". Proceedings Institution of Civil Engineers, structures and buildings, Vol. 94, 1992, 197-203.

[29] Cairns, J., Zhao, Z., "Behaviour of concrete beams with exposed reinforcement". ICE Proceedings. Structures and Buildings, Vol. 99, nº2, 1993, 141-154.

[30] Zhang S., Raoff M., "Prediction of the behaviour of RC beams with exposed reinforcement". Magazine of Concrete Research, Vol. 47, nº173, 1995, 335-344.

[31] Tepfers, R., "A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars". Chalmers Univ. of Technology. Pub. 73:2, Gˆteborg 1973, 328 pp.

[32] RILEM/CEB/FIP "Bulletin d´Information nº73, Revised Edition". 1983, 5 pp.

[33] AENOR, "Norma Española UNE 36740". Febrero 1998, 11 pp.

[34] RILEM/CEB/FIP. "Bulletin d´Information nº61, Abril 1982, 8 pp.

[35] Magnusson J., "Bond and anchorage of deformed bars in high strength concrete". Licentiate thesis, Chalmers Univ. of Technology. Pub. 97:1, Göteborg, 1997, 234 pp.

[36] Tepfers, R. And Olsson, P.-A., "Ring test for evaluation of bond properties of reinforcing bars". In: Bond in concrete Proceedings, CEB, Riga, 1992, 1.89- 1.99.

[37] Malvar, L. J., "Bond of reinforcement under controlled radial pressure". Studi e ricerche. Politecnico de Milano, Ed. Italcementi S. p. A., Bergamo, Vol 13, 1992, 83-118.

[38] Noghabai K., "Splitting of concrete in the anchoring zone of deformed bars". Tesis doctoral. Div. of structural engineering, 26 L, Lulea Univ. of Technology, 1995, 131 pp.

[39] Plizzari, G. A., Deldossi, Massimo, S., "Transverse reinforcement effects on anchored deformed bars". Magazine of Concrete Research, Vol. 50, nº2, 1998, 161-177.

[40] ACI 318, "Building code requirements for reinforced concrete and commentary". American Concrete Institute, Michigan, 1999.

[41] Morán F., "Cálculo práctico de pilas altas de viaductos en teoría de segundo orden". Hormigón y Acero nº171, 1989, 71-81.

[42] GEHO, "El fenómeno de Tension –Stiffening en las estructuras mixtas". Boletín nº18, 1996.

ache

Propuesta de estudio experimental de soportes esbeltos de HAR sometidos a esfuerzos de flexión esviada

Proposal of experimental study of HSC slender columns under axial forces and biaxial bending

José Luis Bonet Senach,
Pedro F. Miguel Sosa,
Miguel Ángel Fernández Prada,
Pedro Serna Ros
Dres. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. ETSI Caminos, Canales y Puertos.
Universidad Politécnica de Valencia

♦

José R. Martí Vargas
Dr. por la Universidad Politécnica de Valencia. ETSI Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Valencia

♦

Manuel L. Romero García
Dr. Ingeniero Industrial
Dpto. Tecnología, Universitat Jaume I

♦

Luis Pallarés Rubio
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETSI Caminos, Canales y Puertos.
Universidad Politécnica de Valencia

RESUMEN

En este artículo se describe un proyecto de investigación que está desarrollando el grupo de investigación ADITEC en el Departamento de Ingeniería de la Construcción en la Universidad Politécnica de Valencia.

El uso de soportes fabricados con hormigón de alta resistencia en la edificación es cada vez mayor. En las tipologías habitualmente utilizadas en edificación estos elementos estructurales están sometidos con frecuencia a esfuerzos combinados de compresión y flexión biaxial. Sin embargo, la carencia de resultados experimentales limita considerablemente el desarrollo de métodos de cálculo para este tipo de solicitaciones.

El objetivo del proyecto de investigación que se describe es doble: por un lado, llevar a cabo un programa de investigación experimental con la finalidad de calibrar los modelos teóricos; y, por otro lado, verificar la validez de los actuales métodos simplificados de diseño y proponer nuevos métodos simplificados para el proyecto de este tipo de soportes, aplicables en todo el rango de resistencias del hormigón, definiendo además reglas y recomendaciones prácticas para su proyecto y construcción.

SUMMARY

In this paper, a research program that is being developed by ADITEC research group in the department of construction engineering at the Polytechnic University of Valencia is presented.

High strength concrete columns are being increasingly used in buildings. In the standard typology normally used in building, columns are loaded by combined biaxial bending and compression. Nevertheless, the lack of experimental data largely restricts the development of design methods for this kind of loads.

The aim of this research program is double. On the one hand, to carry out experimental tests in order to get available data for checking theoretical models. On the other hand, to verify the validity of the current simplified design methods and to propose new ones for the design of this kind of columns, that were useful in the full range of concrete strengths, defining rules and practical recommendations for their design and construction.

1. INTRODUCCIÓN

En general, los soportes de hormigón armado están sometidos a esfuerzos de flexo-compresión esviada como resultado de su posición en la estructura, la forma de la sección o la naturaleza de las acciones exteriores. Son numerosos los soportes que se encuentran sometidos a este tipo de solicitaciones en el campo de la edificación o en la obra civil (Figura 1), como por ejemplo los soportes situados en las esquinas de los edificios o aquellos que soportan forjados reticulares o de losa maciza.



Figura 1. Ejemplos de soportes esbeltos.

En los últimos años, el conocimiento de los materiales empleados, ha posibilitado obtener mejores prestaciones, encaminadas a obtener una mayor resistencia. A ello no escapa el hormigón cuyo rango de resistencias ha aumentado considerablemente. Las ventajas inmediatas de utilizar este tipo de hormigones en soportes, se centran en un incremento de capacidad resistente o en un ahorro de material, dando lugar a secciones de menor tamaño, con una misma capacidad resistente, que ocupan un menor espacio. Esta última virtud puede tener especial importancia en obra civil, dando lugar a pilas más esbeltas, y en el campo de edificación, en soportes situados en las primeras plantas de edificios altos, en edificios cuyas luces o crujías son superiores a las habituales, o la sobrecarga de uso sea muy elevada. Por todo ello, las posibilidades desde el punto de vista estético o de menor ocupación de la superficie útil por parte de las estructuras de hormigón cada vez deben ser mayores.

Sin embargo, los distintos métodos de cálculo de soportes se han desarrollado para el rango de aplicación de los hormigones convencionales (resistencia a compresión simple inferior a 50 MPa). Puesto que el comportamiento mecánico de los hormigones de alta resistencia no es directamente extrapolable a partir de los hormigones convencionales, es necesario revisar los distintos métodos simplificados para el cálculo en rotura de soportes esbeltos sometidos a solicitaciones de flexión esviada.

En la bibliografía especializada se recogen numerosos ensayos sobre soportes esbeltos realizados con hormigón convencional (HC). Sin embargo, es escasa la experimentación en soportes fabricados con hormigón de alta resistencia (HAR). A continuación, se incluye un análisis de la distribución de dichos ensayos, en soportes de sección rectangular, en función del tipo de solicitación (instantánea o sostenida; flexión recta o esviada) y de la resistencia del hormigón. En la tabla 1, se muestra una relación de 371 ensayos realizados en 10 laboratorios diferentes, que incluye una fracción representativa de los ensayos realizados con hormigón convencional desde los años 60 hasta la actualidad y la totalidad de ensayos realizados sobre hormigón de alta resistencia referenciados en las principales revistas especializadas en los últimos 10 años.

En la figura 2, se muestra gráficamente el número de ensayos disponibles en función del tipo de hormigón, de la existencia de flexión esviada o no y del tipo de carga, instantánea o sostenida en el tiempo, en donde se aprecia la escasa experimentación sobre soportes esbeltos de hormigón de alta resistencia sometidos a flexión esviada.

En la figura 3, se muestra la distribución de los ensayos en función de la resistencia del hormigón. En ella puede observarse que la gran mayoría de los soportes ensayados tienen una resistencia comprendida entre 20 y 40 MPa. Los ensayos

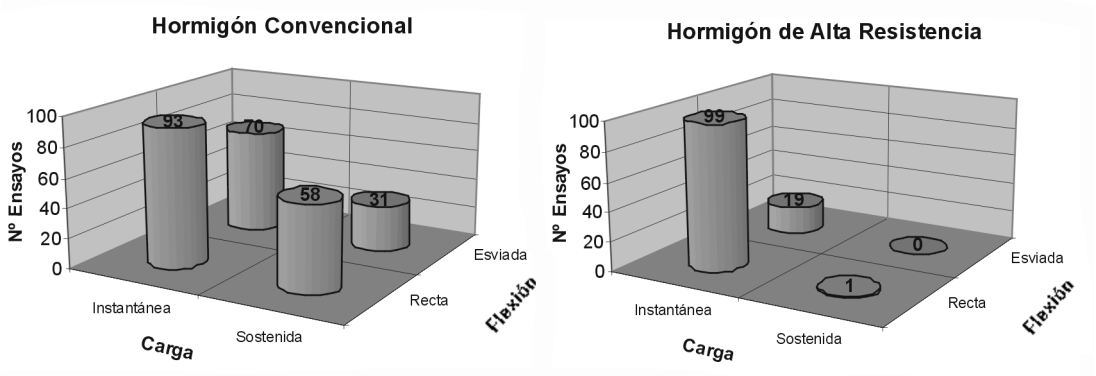


Figura 2. Número de ensayos según el tipo de carga.

Tabla 1. Resumen de la distribución de ensayos analizados

Año	Autor	Tipo de hormigón	Flexión	Tipo de carga	Número de ensayos
2001	Sarker et al	HAR	Esviada	Instantánea	12
2000	Kim y Lee	HC	Recta	Instantánea	6
		HC	Esviada	Instantánea	10
2000	Claeson y Gylltoft	HC	Recta	Instantánea	1
		HC	Recta	Sostenida	1
		HAR	Recta	Instantánea	1
		HAR	Recta	Sostenida	1
1998	Claeson y Gylltoft	HC	Recta	Instantánea	6
		HAR	Recta	Instantánea	6
1997	Foster y Attard	HC	Recta	Instantánea	18
		HAR	Recta	Instantánea	36
1996	Lloyd y Rangan	HAR	Recta	Instantánea	36
1995	Kim y Yang	HC	Recta	Instantánea	10
		HAR	Recta	Instantánea	20
1995	Hsu et al	HAR	Esviada	Instantánea	7
1994	Tsao y Hsu	HC	Esviada	Instantánea	6
1990	Wang y Hsu	HC	Esviada	Instantánea	8
1983	Molzahn	HC	Recta	Sostenida	8
1976	Mavichak y Furlong	HC	Esviada	Instantánea	9
1973	Wu	HC	Esviada	Instantánea	11
1971	Drysdale y Huggins	HC	Esviada	Instantánea	26
		HC	Esviada	Sostenida	31
1971	Goyal y Jackson	HC	Recta	Instantánea	26
		HC	Recta	Sostenida	20
1969	Breen y Ferguson	HC	Recta	Instantánea	3
1969	Green y Breen	HC	Recta	Instantánea	2
1963	Chang y Ferguson	HC	Recta	Instantánea	6
1956	Viest et al	HC	Recta	Instantánea	15
		HC	Recta	Sostenida	29

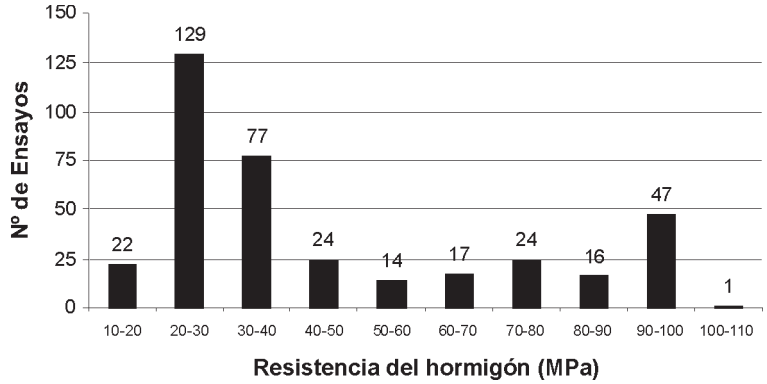


Figura 3. Distribución de los ensayos experimentales en función de la resistencia del hormigón.

recientes sobre soportes fabricados con hormigón de alta resistencia se centran en un rango de resistencia comprendida entre 90 y 100 MPa.

La escasa referencia experimental sobre el comportamiento de los soportes esbeltos fabricados con hormigón de alta resistencia, sometidos a esfuerzos combinados de axil y flexión esviada, ha limitado el desarrollo de métodos aproximados útiles para el proyecto de este tipo de elementos. Los métodos de cálculo aplicables a soportes fabricados con hormigón convencional, en general, no son válidos para hormigones de alta resistencia puesto que el comportamiento mecánico (diagramas tensión-deformación, módulo de deformación,...) del hormigón de alta resistencia es distinto que el del hormigón convencional. Así, Kim y Lee (1995) indican que para columnas esbeltas el método propuesto por el ACI-318(89) estima correctamente los efectos de segundo orden en el caso de soportes de hormigón convencional, mientras que para hormigón de alta resistencia se encuentra en ocasiones del lado de la inseguridad. Estos autores indican que debe ser revisado dicho método para su aplicación a soportes de HAR.

Por este motivo, el grupo de investigación ADITEC en febrero de 2002, participó en la "Convocatoria de ayudas de Proyectos de Investigación Científica y Desarrollo Tecnológico (2002)" financiada por el Ministerio de Ciencia y Tecnología, solicitando el proyecto de investigación denominado "*Estudio experimental de soportes esbeltos de hormigón de alta resistencia sometidos a esfuerzos combinados de compresión y flexión biaxial*" (ref: MAT2002-02461). Dicho proyecto de investigación fue concedido a finales del año 2002.

2. OBJETIVO E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN

El objetivo general del proyecto de investigación es el conocimiento del comportamiento estructural de soportes esbeltos fabricados con hormigón de alta resistencia (HAR), siempre con la perspectiva de la aplicación de esta tecnología al diseño y construcción de estructuras de edificación y obra pública, tanto en el ámbito de la construcción "in situ", como de la construcción industrializada. Con este fin, mediante este proyecto de investigación se desarrollará un programa experimental de ensayos hasta rotura de soportes esbeltos fabricados con HAR, sometidos a esfuerzos combinados de axil y flexión biaxial.

Los objetivos concretos que se plantean en este proyecto se sintetizan en los siguientes puntos:

- **Diseño del ensayo**, que permita analizar el comportamiento hasta rotura de los soportes con las dimensiones y acciones previstas dentro del rango de variación de parámetros definida en el programa experimental.

- **Análisis experimental**, en el que se pretende, por un lado, analizar el comportamiento hasta rotura de soportes de HAR y , por otro lado, comparar el comportamiento de estos hormigones de alta resistencia con el de los hormigones convencionales, todo ello en función de los siguientes parámetros: esbeltez, ángulo de esviaje, forma de la sección y excentricidad relativa

- **Calibración del modelo teórico** desarrollado previamente en el seno de este grupo de investigación (Bonet (2001)), verificando su adecuación a los resultados obtenidos y, en su caso, implementando las pertinentes modificaciones para su aplicación general a soportes fabricados con hormigones convencionales o de alta resistencia, trabajando en flexión recta o esviada.

- **Verificación, validación y propuesta de métodos simplificados** para el análisis de soportes esbeltos, válidos para su aplicación en el diseño y proyecto de estructuras que incluyan soportes de hormigón armado, fabricados con hormigón Convencional o de Alta Resistencia, trabajando en flexión recta o esviada. Todo ello con el objetivo de poder definir el rango de aplicación de modelos existentes en función de la resistencia del hormigón, de las esbelteces etc. y de aportar conclusiones válidas para su inclusión en la normativa.

- **Definición de recomendaciones de diseño y proyecto** sobre aspectos relacionados con la geometría, cuantías y disposiciones de armaduras, etc. de estos elementos.

3. DISEÑO DEL ENSAYO

La fase del proyecto de investigación que se está desarrollando en la actualidad es la del diseño y puesta a punto del ensayo, que incluye la definición y cálculo de un bastidor de ensayo, el diseño del sistema de carga y la adquisición de datos en tiempo real apropiado para las dimensiones de los elementos a ensayar y para los esfuerzos que se pretende introducir en los mismos.

El programa de investigación previsto exige la puesta a punto de un ensayo de compresión excéntrica sobre pilares de dimensiones suficientes como para representar las características geométricas, mecánicas y las condiciones de carga de elementos constructivos de edificación y obra civil.

El ensayo que se plantea realizar tratará de analizar el comportamiento de soportes biapoyados, de sección rectangular y con armadura longitudinal simétrica respecto a ambos ejes coordenados de la sección. Hasta la fecha, y con los datos disponibles, se trabaja con elementos de las siguientes características:

- Secciones de 10x10 ó 10x20 cm.
- Cuantía geométrica de armadura 0.0314
- Longitudes de 1 a 3 metros
- Excentricidades relativas entre 0.4 y 0.1
- Resistencia del hormigón de 30, 60 y 90 MPa

Para definir el rango de los parámetros a considerar en la campaña experimental, en primer lugar se analizó el tamaño de la probeta que era posible ensayar en el laboratorio, teniendo en cuenta las limitaciones del gálibo del puente grúa y el peso

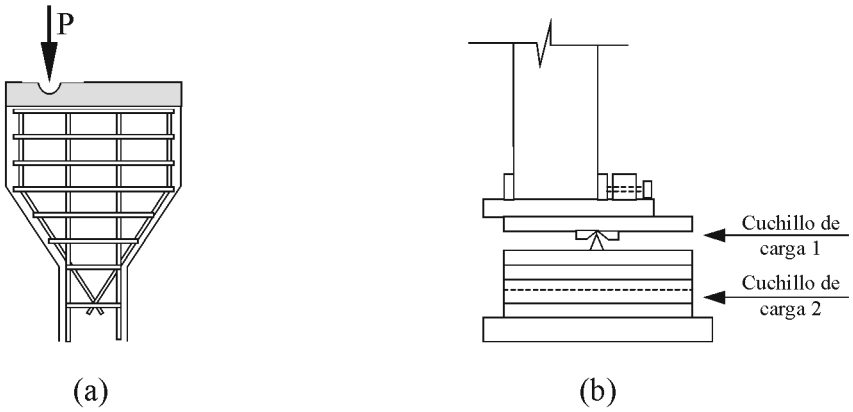


Figura 4. Detalle de la aplicación de la carga axial en extremos del soporte.

máximo que podía ser manejado por el puente. Se analizó también la posible ubicación de los encofrados de las probetas, la cual limita el número máximo de probetas a hormigonar en una misma tanda y el tamaño de las mismas. Como conclusión de este análisis se decidió que la longitud de la probeta y la dimensión máxima de su sección transversal no debían exceder de 3 m y 20 cm respectivamente. Por condiciones de hormigonado se decidió también que la dimensión transversal mínima de la sección de la probeta debía ser de 10 cm

En todas las probetas el recubrimiento de la armadura longitudinal será constante e igual a 15 mm. Algunos autores (Collins et al (1993) y, Bae y Bayrak (2003)) llaman la atención sobre la reducción de la capacidad resistente de los soportes de HAR por el salto repentino del recubrimiento, fenómeno asociado a la existencia de una retracción diferencial entre el núcleo y la superficie exterior, que produce una fisuración alrededor de la armadura previa a la puesta en carga y, asociado también, al nivel de confinamiento.

En esta campaña experimental el nivel de confinamiento es reducido por lo que no cabe esperar ninguna influencia relevante en relación con el salto repentino del recubrimiento. No obstante, este fenómeno será controlado y, en su caso, medido.

Para materializar correctamente las condiciones de apoyo del soporte resulta necesario construir sendas rótulas en ambos extremos del soporte. Además, se debe diseñar una cabeza de transmisión en los extremos del soporte con el fin de regularizar las tensiones (región "D").

En general, la gran mayoría de autores (Drysdale y Huggins (1971), Tsao y Hsu (1994) y Kim y Lee (2000)) optan por aumentar las dimensiones de la sección transversal en los extremos del soporte (Figura 4.a). De esta forma es posible aplicar al soporte un esfuerzo axil con excentricidades superiores a la dimensión de la sección transversal del soporte. Además, sobre dichos extremos se incrementa la cuantía de armadura transversal y se colocan sendas placas de acero para repartir la carga axial aplicada. Por último, sobre dicha placa, se mecanizan los puntos de aplicación de la carga.

Recientemente, Sarker et al. (2001) han ideado un dispositivo para materializar la rótula mediante un sistema formado por un conjunto de placas metálicas con el fin de aplicar la carga axial fuera de la sección transversal sin necesidad de incrementar la sección en los extremos (Figura 4.b). Dicho sistema aplica la carga a partir de dos cuchillos de carga perpendiculares situados en dos planos distintos. De igual forma que en el caso anterior, se debe incrementar la cuantía de armadura transversal en los extremos del soporte con el fin de regularizar las tensiones.

La solución adoptada para el diseño de la rótula en este proyecto de investigación se muestra en la figura 5. Mediante dicha solución es posible aplicar la carga fuera de la sección transversal sin necesidad de incrementar las dimensiones de la pieza en sus extremos, facilitando el proceso constructivo. Por otra parte, con el fin de regularizar las tensiones en los extremos del soporte se incrementa la cuantía de armadura transversal en estas zonas. Para asegurar el anclaje de la armadura longitudinal se coloca una chapa de testa sobre la cual se sueldan las armaduras. La rótula se materializa mediante una esfera metálica. Por último, la excentricidad de la carga axial se obtiene desplazando el soporte respecto al eje de carga definido por la posición de la rótula.

Cabe resaltar la importancia de diseñar correctamente las condiciones de apoyo del soporte durante el ensayo. Se deberá evitar en la medida de los posible la aparición de esfuerzos horizontales en los extremos del soporte, debido a una incorrecta alineación vertical del mismo. Dichos esfuerzos pueden producir una desviación en la línea de carga, produciendo un comportamiento imprevisto del soporte.

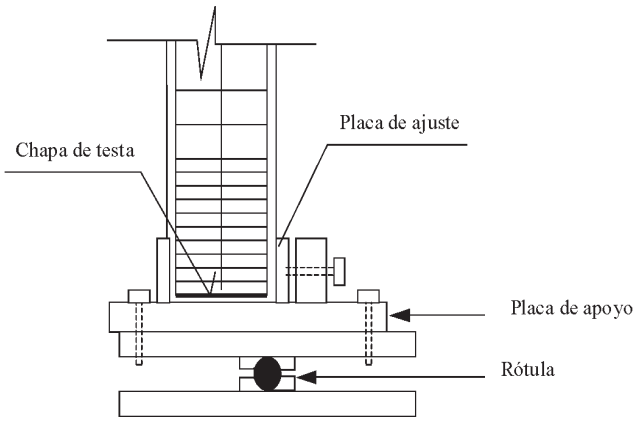


Figura 5. Detalle de la rótula adoptada.

Durante el ensayo se realizarán mediciones automáticas tanto de la carga aplicada en el soporte como de las deformaciones en las piezas ensayadas (flechas, curvaturas, acortamientos, deformaciones en las armaduras,...) con intervalos de tiempo suficientemente cortos para poder simular un control continuo. En general, los distintos autores (Sarker et al (2001), Tsao et al (1994) colocan para medir los desplazamientos LVDT. Usualmente se colocan a tres alturas del soporte. Para cada altura se colocan tres LVDT's en las dos caras de tracción de la sección. De esta forma se puede obtener tanto el desplazamiento del soporte como el giro que tiene dicha sección respecto a la directriz del soporte.

4. PLAN DE TRABAJO

Durante el año 2003 está previsto definir todos los detalles del ensayo en lo referente al diseño del equipo de ensayo, realización del prototipo de ensayo y definición de la metodología de ensayo.

Tras la puesta a punto del ensayo, se acometerá un programa experimental para analizar el comportamiento hasta la rotura de soportes esbeltos de hormigón de alta resistencia y compararlo con el de soportes esbeltos de hormigón convencional. En principio, está previsto estudiar los siguientes parámetros: forma de la sección (cuadrada o rectangular), esbeltez geométrica del soporte, ángulo de esviaje de los esfuerzos introducidos y la excentricidad relativa. Un análisis inicial de los parámetros objeto de estudio, ha conducido a una primera aproximación del número de ensayos ha realizar, que se resume en la tabla 2. De cada uno de los casos se ensayarán dos especimenes, por lo que resulta un total de 112 ensayos.

Durante el programa experimental se realizará el análisis de los resultados obtenidos en los ensayos, tanto a nivel individual de cada soporte como a nivel comparativo entre varios soportes. A partir de los resultados de los ensayos se realizará la calibración del modelo teórico (Bonet (2001)). Para ello se verificará su adecuación a los resultados obtenidos y, en su caso, se implementarán las modificaciones oportunas para su aplicación generalizada a soportes fabricados tanto con hormigón convencional como de alta resistencia, trabajando en flexión recta o en flexión esviada.

Una vez calibrado el modelo teórico de referencia, se procederá a su aplicación sistemática con la finalidad de generar, mediante resultados numéricos, un amplio banco de datos. Dichos resultados servirán para sentar las bases de la propuesta de método simplificado de análisis de soportes esbeltos.

Así mismo, se pretende a través de los resultados obtenidos experimentalmente establecer recomendaciones de tipo tecnológico, tanto a nivel de proyecto como a nivel de construcción de estructuras, con la finalidad de cubrir el vacío normativo existente en relación con el comportamiento de soportes esbeltos de HAR.

Agradecimientos

El contenido del presente artículo se enmarca en una línea de investigación que está llevando a cabo el Grupo de Investigación de Análisis, Diseño y Tecnología de la Construcción (ADITEC) en el Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Valencia. Este trabajo cuenta con la financiación del Ministerio de Ciencia y Tecnología (Referencia MAT2002-02461) y del Ministerio de Fomento (BOE 13/12/2002).

5. BIBLIOGRAFÍA

ACI Committee 318, "Bulding Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-89)" American Concrete Institute, Detroit, 1989.

Bae, Sungjin; Bayrak, Oguzhan: "Early Cover Spalling in High-Strength Concrete Columns" Journal of Structural Engineering, ASCE, March, 2003 pp 314-323.

Bonet Senach, J.L.: "Método simplificado de cálculo de soportes esbeltos de hormigón armado de sección rectangular

Tabla 2. Distribución de ensayos previstos en el programa de investigación.

Hormigón	Sección	Esbeltez	Esviaje	Excentricidad	Nº de casos
HAR	Cuadrada	Esbeltez_1 Esbeltez_2 Esbeltez_3 Esbeltez_4	Esviaje_1 Esviaje_2	Excent_1 Excent_2 Excent_3 Excent_4	32
	Rectangular	Esbeltez_1 Esbeltez_2	Esviaje_1 Esviaje_2	Excent_1 Excent_2 Excent_3 Excent_4	16
Convencional	Rectangular	Esbeltez_1 Esbeltez_2	Esviaje_1	Excent_1 Excent_2 Excent_3 Excent_4	8
					56

sometidos a compresión y flexión biaxial", Tesis Doctoral, Dpto. Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Valencia, Julio 2001.

Breen, J.E., Ferguson, P.M.: "Long Cantilever Columns Subject to Lateral Forces", A.C.I. Journal, Proceedings V.66,Nº 11, Nov 1969, pp 866-874.

Claeson, C., Gylltoft, K.: "Slender concrete columns subjectes to sustained and short-term eccentric loading". A.C.I. Structural Journal ,V, 97, Nº 1, Jau - Feb 2000, pp. 45-52.

Claeson, C., Gylltoft, K.: "Slender High-Strength Concrete Columns Subjected to Eccentric Loading", Journal of Structural Engineering V. 124,Nº 3, March 1998, pp 233-240.

Collins, Michael P.; Mitchel, Denis; MacGregor, James G.: "Structural design considerations for High-Strength Concrete". Concrete International, May 1993, pp 27-24.

Comité Euro-internacional du beton: "Buckling and Instability - Progress Report", C.E.B.. Bulletin, Nº 155, 1983.

Chang, W.F.; Ferguson, P.M: "Long Hinged Reinforced Concrete Columns", Journal of the American Concrete Institute, Vol 60, January, 1963, pp 1-25.

Drysdale, R.G., Huggins, M.W.: "Sustained biaxial load on slender concrete columns", Journal of the Structural Division, Proceedings A.S.C.E., V.97, Nº5, May-1971, pp 1423-1443.

Foster, S.J., Attard, M.M.: "Experimental Tests on Eccentrically Loaded High-Strength Concrete Columns", A.C.I. Structural Journal, V.94, Nº3, May-June 1997, pp 295-303.

Goyal, B.B.; Jackson, N.: "Slender Concrete Columns under Sustained load", Journal of the Structural Division, Proceedings of American Society of Civil Engineers , V.97, Nº ST11, Nov 1971, 2729-2750.

Green, R; Breen, J.E.: "Eccentrically Loaded Concrete Columns under Sustained Load", Journal of the American Concrete Institute, Vol 66, Oarts 1 and 11, Nov 1969, pp 866-874.

Hsu, T.T.C.; Hsu, M.S.; Tsao, W.H.: "Biaxially loaded slender high-strength reinforced concrete columns with and without steel fibres", Magazine of Concrete Research, V.47, Nº173, 1995, pp 299-310.

Kim, J.K.,Yang, J.K.: "Buckling Behaviour of Slender High-Strength Concrete Columns", Engineering Structures, V.17,Nº 1, 1995, pp 39-51.

Kim, J.K..; Lee, S.S.: "The behaviour of reinforced concrete columns subjected to axial force and biaxial bending", Engineering Structures, V.23, 2000, pp 1518-1528.

Lloyd, N.A.; Rangan, V.B.: "Studies on High-Strength Concrete Columns under Eccentric Compression", A.C.I. Structural Journal, V.93, Nº 6, Nov-Dec 1996, pp 631-638.

Mavichak, V., Furlong, R.W.: "Strength and stiffness of reinforced concrete columns under biaxial bending", Research Report 7-2F, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, Texas, 1976.

Sarker, P.K.; Adolphus, S.; Patterson, S.; Rangan, B.V.: "High-Strength Concrete Columns Under Biaxial Bending", SP-200-14, Farmington Hills, ACI 2001, pp 217-234.

Tsao, W.H., Hsu C.-T. T.: "Behaviour of square and L-shaped slender reinforced concrete columns under combined biaxial bending and axial compressión"», Magazine of Concrete Research, V 46, Nº 169, Dec 1994, pp 257-267.

Viest, I.M; Elstner, R.C.; Hognestad, E.: "Sustained Load Strength of Eccentrically Loaded Short Reinforced Concrete Columns", Journal of the American Concrete Institute, V.27, Nº7, Mar 1956, 727-755.

Wang, G. Hsu C.-T.T.: "Complete load-deformation behaviour of biaxially loaded reinforced concrete columns", Technical Report Structural Series Nº, 90-2, Departament of Civil and Environmental Engineering, New Jersey Institute of Technology, Sep-1990.

Wu, H.: "The effect of volume/surface ratio on the behaviour of reinforced concrete columns under sustained loading", thesis presented to the University of Toronto, Canada, in 1973, in partial fulfilment of the requriments for the degree of Doctor of Philosophy.

ache

Estudio del comportamiento del hormigón con fibras de acero en elementos laminares de pequeño espesor y su comportamiento post-fisuración

Study of the behaviour of steel fiber reinforced concrete in shell structures and its post-cracking behaviour

A. Domingo

P. Serna

C. Lázaro

RESUMEN

En el presente artículo se describe cómo se ha desarrollado un proyecto de investigación mediante el que se establece un modelo de comportamiento mecánico para el hormigón reforzado con fibras de acero, implementándolo en un programa de cálculo numérico no-lineal y llevando a cabo los ensayos de laboratorio necesarios para su calibración. El artículo incluye documentación relativa a una estructura laminar singular construida con hormigón reforzado con dicho material.

SUMMARY

The present paper proposes a material model for the steel fiber reinforced concrete which can be used in the design of shell structures. This material models was implementd in a non-linear FEM software carrying out the necessary tests of laboratory for its calibration. The paper includes an example of a singular shell structure that has been constructed using this material.

1. PLANTEAMIENTO GENERAL

Numerosos trabajos realizados a lo largo de todo el siglo pasado han llevado al hormigón reforzado con fibras de acero a ser utilizado como material de construcción en muchas aplicaciones, aprovechando su tenacidad y resistencia a la flexotracción, centrándose dicha utilización especialmente en suelos industriales, pavimentos y recubrimiento de túneles.

El diseño estructural de láminas de pequeño espesor de hormigón armado, se ve fuertemente condicionado por la resistencia a flexotracción, ductilidad de la estructura y resistencia a la fisuración. Así pues, vistas las características particulares del hormigón reforzado con fibras de acero cabría pensar que dicho hormigón podría ser un material idóneo para su empleo en la construcción de estos elementos.

2. PROGRAMA DE FINANCIACIÓN DEL PROYECTO

La investigación ha sido desarrollada gracias al programa "Proyectos" financiado íntegramente por la Universidad Politécnica de Valencia y además con el apoyo económico de la empresa CM. S.L. También se ha contado con la colaboración de la empresa Hormigones Proyectados S.A. en cuanto a medios materiales se refiere.

3. MOTIVACIÓN

El uso generalizado del hormigón reforzado con fibras de acero (SFRC) en elementos estructurales, se ha dirigido especialmente a colaborar con el hormigón fundamentalmente en dos aspectos, el control de la fisuración y la mejora del comportamiento de éste frente a la fatiga, el impacto, la retracción o las tensiones producidas por gradientes térmicos. Del mismo modo, se ha utilizado el SFRC en aplicaciones donde el armado del hormigón no es esencial para la seguridad y la integridad de la estructura, como por ejemplo, losas de pavimentos, capas de rodadura, o recubrimiento de superficies

mediante hormigón proyectado, consiguiendo reducir el espesor de estos elementos, mejorar sus propiedades, o ambas cosas al mismo tiempo.

Las distintas normativas e instrucciones sobre el diseño y cálculo de estructuras de hormigón no describen ningún método donde se tenga en cuenta el comportamiento a tracción que proporcionan las fibras de acero al hormigón.

Muchos trabajos han permitido mejorar el conocimiento del comportamiento del SFRC y perfeccionar su tecnología. Hoy se puede trabajar sin riesgos de segregación, gracias al empleo de fibras en paquetes y se conocen los principios básicos de su colaboración en el comportamiento a tracción del hormigón.

La Comisión 2 del Grupo de Trabajo 2/2 del ACHE, dirigida por Fernández Cánovas ha publicado un documento en el que se destacan las propiedades más significativas del hormigón reforzado con fibras de acero, las propiedades del hormigón fresco y endurecido con la adición de fibras, y las recomendaciones para la fabricación, transporte y puesta en obra de este material. Pero hasta la fecha, no se conocen trabajos y aplicaciones de este material a elementos estructurales laminares de pequeño espesor.

Las láminas de hormigón armado aprovechan al máximo las ventajas inherentes del empleo de este clásico material: *moldeabilidad, monolitismo, ligereza y resistencia* por su forma. En efecto, si el objetivo es construir con extremada *ligereza y resistencia*, y concebir la estructura como sólo un mero instrumento de funcionalidad de la propia concepción del espacio, la realización de estructuras laminares de hormigón armado cubre perfectamente tal expectativa. Esbelteces de 1/500 o incluyo 1/700 de la luz son órdenes de magnitud inabordables con otra concepción estructural y arquitectónica distinta a las estructuras laminares.

Tan solo un pequeño vistazo hacia atrás, hace que uno pueda ser consciente de que no es el pionero en el estudio, diseño y construcción en este tipo de estructuras aunque, bien es cierto, que la construcción de estructuras laminares de hormigón armado de pequeño espesor no tiene más de 60 años muy desigualmente distribuidos.

La carestía de la mano de obra en el procedimiento constructivo tradicional, el empleo de un material más adecuado para el tipo de esfuerzos a los que se ve sometido y el desconocimiento de métodos de cálculo adecuados a estos elementos estructurales, han hecho que las láminas de pequeño espesor hayan quedado prácticamente en desuso. Si bien con cierta exactitud las teorías clásicas del *cálculo de membrana* daban una buena aproximación al problema planteado, para las construcciones más atrevidas se precisaban ensayos sobre modelos a escala de la construcción a realizar (véase por ejemplo la cubierta del Mercado de Algeciras, las del Hipódromo de la Zarzuela, entre otras). De cualquier modo, un pequeño número de éstas construcciones fallaron y otras experimentaron considerables problemas. Eso llevó a plantear que el comportamiento de estas láminas no podía ser representado indiscriminadamente por la teoría de la membrana, este tipo de geometría requería un estudio más detallado y particular. Con la aplicación a los ordenadores de la teoría de elementos finitos, los procesos complejos de cálculo de las láminas han empezado a desarrollarse intensamente, demostrando también la existencia de determinados esfuerzos que el hormigón armado no es capaz de absorber en la realización de láminas de pequeño espesor. El diseño estructural de láminas de pequeño espesor de hormigón armado, se ve fuertemente condicionado por la resistencia a flexotracción, ductilidad de la estructura y resistencia a la fisuración.

Así pues, vistas las características mecánicas de mejora de las propiedades que las fibras confieren al hormigón, y las demandas resistentes (mecánicas y de durabilidad) que las estructuras laminares exigen, parece evidente que el hormigón reforzado con fibras de acero es un material adecuado para dicha tipología estructural. Por un lado, el pequeño espesor de estos elementos hace realmente complicado un armado adecuado mediante barras en dos direcciones, y por otro, la falta de un comportamiento perfecto de membrana en esta clase de estructuras, desarrolla, en determinadas situaciones de carga, flexiones que dan lugar a momentos no despreciables. Esto hace que éstas se fisuren, y pierdan tanto su capacidad resistente como funcional en muchos casos.

Visto desde esta perspectiva, la utilización del hormigón reforzado con fibras de acero permite considerar el comportamiento plástico del material y, consecuentemente, el estudio del mismo tras su fisuración. Su aprovechamiento no corresponde únicamente a su comportamiento elástico - lineal capaz de absorber un incremento de esfuerzos de flexotracción, sino que, además, confiere a la estructura una mayor ductilidad que se desarrollará cuando esta empiece a fisurar. Cabe pues estudiar cuál es este comportamiento post-fisuración en láminas de pequeño espesor, y determinar cuales son los parámetros condicionantes del hormigón reforzado con fibras de acero.

4. OBJETIVO

El objetivo fundamental de este proyecto es la puesta a punto y verificación experimental de un proceso realista y económicamente viable que permita el diseño estructural, cálculo y construcción de estructuras laminares de pequeño espesor fabricadas con hormigón proyectado con fibras metálicas.

5. RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

En los últimos años el presente grupo de investigación ha realizado cuatro ejercicios final de carrera , [1], [2], [3], [4].

Así mismo se ha desarrollado una tesis doctoral relacionada también con el tema, [5].

También se han publicado numerosos artículos en revistas y congresos internacionales acerca de avances sobre el empleo del SFRC en elementos laminares. Un resumen de estas comunicaciones se expone a continuación:

- *Design of a thin shell fibre reinforced concrete hypar. [6].*

- *La Ciudad de las Artes y de las Ciencias de Valencia. The expressive force of the structures. [7].*
- *Proyecto de una cubierta en paraboloide hiperbólico mediante una lámina delgada de hormigón armado reforzado con fibras de acero. [8].*
- *Ciudad de las artes y las ciencias en Valencia: Architecture, Engineering and Leisure. [9].*
- *Construction of Jchypar, a steel fiber reinforced concrete thin shell structure. [10].*
- *Una visión moderna de las estructuras laminares. Las cubiertas JChypar y AChypar de L'Oceanografic. [11].*
- *Use of steel fiber reinforced concrete in thin shell structures: evaluation of fiber performance through testing of shell specimens. [12].*
- *Using a postfailure stress-displacement material model for SFRC shells. Evaluation through testing of shell specimens. [13].*

Actualmente se esta en el inicio de dos Tesis Doctorales la cuales constituirán la continuación y desarrollo de la línea de investigación emprendida por el proyecto. Una de ellas enfocada al diseño y análisis numérico de las láminas y otra ligada al desarrollo de procedimientos de construcción propios y específicos de dichas láminas de manera que se reduzcan sus costes.

También se está en trámites de la obtención de una patente denominada: Estructuras laminares con Hormigón de fibras metálicas como material resistente (ACHYPAR).

El grupo de investigación, con la tecnología y conocimientos conseguidos hasta el momento, ha proyectado una cubierta en paraboloide hiperbólico que ha sido construida en el Parque Oceanográfico Universal de Valencia. Dicha cubierta está formada por la intersección de cuatro paraboloides hiperbólicos formando una estructura laminar de ocho lóbulos, con un espesor medio de 6 cm y una luz aproximada de 37 m. Esta cubierta aporta algunos de los resultados de las investigaciones del grupo, pero todavía esta diseñada a partir de un método de cálculo tradicional.

6. DESARROLLO DE LOS ASPECTOS CIENTÍFICOS Y TÉCNICOS

El desarrollo de los aspectos científicos y técnicos llevados a cabo se pueden resumir en 5 fases:

1. Propuesta de un modelo de comportamiento del material SFRC.
2. Implementación del modelo del material desarrollado en un programa comercial de elementos finitos.
3. Caracterización del SFRC como material de construcción y realización de ensayos de laboratorio sobre elementos laminares pequeños para comparación con los resultados numéricos.
4. Construcción de un elemento en verdadera magnitud, la cubierta del restaurante del Parque Oceanográfico Universal de Valencia situado en la Ciudad de las Artes y las Ciencias.

6.1 Modelo de comportamiento del material SFRC

La figura 1 muestra el modelo de comportamiento a tracción del hormigón inicialmente propuesto.

Los parámetros fundamentales que caracterizan el presente modelo son:

- Resistencia máxima a tracción antes de la fisuración σ_t.
- Modulo de elasticidad del SFRC "*E*"
- Resistencia residual "σ_f".
- La deformación unitaria "e_{wo}".

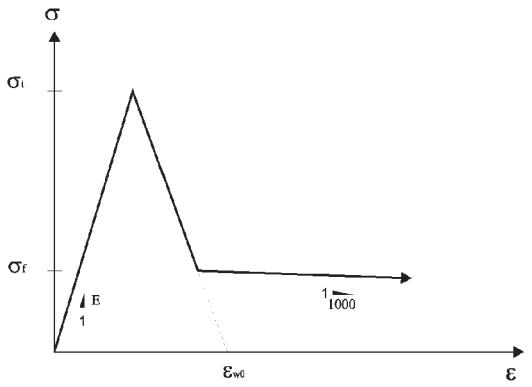


Figura 1. Modelo inicialmente propuesto de comportamiento del SFRC a tracción.

El modelo supone un diagrama compuesto por tres ramas simples. La primera rama corresponde a un comportamiento elástico y lineal antes de su fisuración y la misma queda definida por el módulo de elasticidad *"E"* del SFRC a tracción -que coincide con el módulo de elasticidad a compresión- y el punto de ordenadas correspondiente al valor de la máxima resistencia a tracción simple σ_t antes de la fisuración, obtenida de forma indirecta mediante el ensayo a flexotracción y que a continuación se justificará.

Llegado a este punto, el SFRC fisura y se supone una rama de caída de tensiones similar al de un hormigón convencional. Dicho descenso, considerando un diagrama de comportamiento de tensión-abertura de fisura para un hormigón al que no se le incorporaran fibras, caería hasta una abertura de fisura de 0,02 mm. La intersección de dicha recta con la horizontal desde el valor en ordenadas de la resistencia residual σ_f proporciona el final de la segunda rama y el inicio de la tercera, a partir de la cual el SFRC desarrolla su comportamiento dúctil correspondiente, en el diagrama, mediante una recta sensiblemente horizontal –con una pendiente el 0,1%– . Esta resistencia residual σ_f también es obtenida mediante el ensayo a flexotracción.

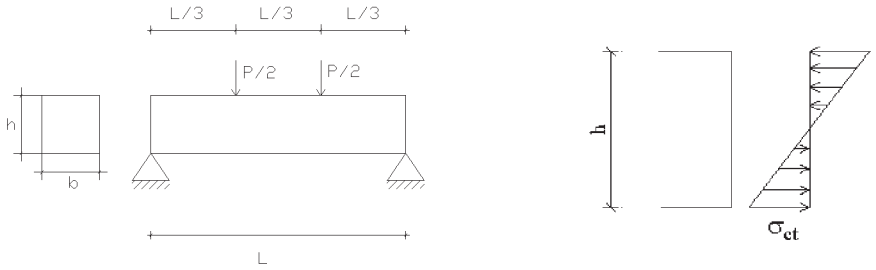


Figura 2. Comportamiento de la sección central de la probeta instantes antes de la fisruación.

Para la obtención de los parámetros del modelo veamos el comportamiento de una probeta de SRFC ensayado a flexotracción.

Antes de la fisuración podemos suponer un comportamiento cuya ley de tensiones, en el centro del vano, corresponde a un diagrama triangular como se indica en la figura 2.

El valor de la tensión máxima a tracción del ensayo a flexotracción se obtiene por:

$$\sigma_{ct} = \frac{P \cdot L}{b \cdot h^2}$$

La resistencia máxima a tracción simple σ_t se puede calcular a partir de esta σ_{ct} obtenida del ensayo de flexotracción sin más que utilizar las fórmulas de conversión expuestas en los comentarios del artículo 30.3 de la Instrucción de Hormigón EHE.

$$\sigma_1 = 0{,}6 \cdot \sigma_{ct}$$

Cuando la probeta ya ha fisurado, el comportamiento a nivel sección cambia sustancialmente.

El modelo que se propone parte de la hipótesis de que el bloque de compresiones se puede reducir prácticamente a que sólo la fibra superior está comprimida y el resto de la sección tiene una tracción uniforme rectangular como muestra la figura 3.

Como se pretende analizar el comportamiento medio de la probeta tras la fisuración hasta un determinado nivel alto de deformación, se ha considerado una curva de respuesta a flexotracción simplificada suponiendo un comportamiento rigido-plástico de acuerdo con la figura 4.

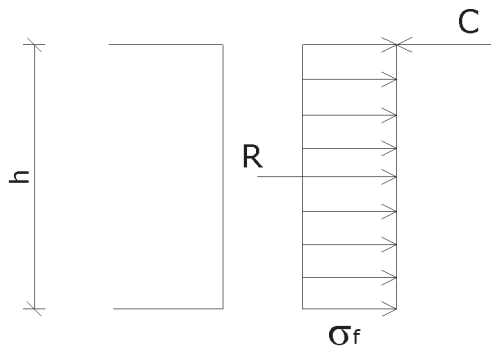


Figura 3. Distribución de tensiones en la sección tras la fisuración.

El proceso se reduce a calcular la carga equivalente que exigiría la misma energía para alcanzar la deformación de 2 mm.

Esta energía se puede calcular experimentalmente (T_{150}) y, por tanto, el valor de P_{eq} será:

$$P_{eq} = {}^1/_2\, T_{150}$$

Con la distribución de tensiones indicada anteriormente se puede determinar s_f

$$\sigma_f = \frac{P_{eq}\, L}{3 \cdot b \cdot h^2} = 1/3\, f_{ct,eq,150}$$

Por último, sólo faltaría por definir el módulo de elasticidad del SRFC en tracción, que se considera el mismo que el calculado en el ensayo a compresión simple.

De este modo, tenemos definidos y justificados los parámetros básicos que componen el modelo propuesto, que difiere de los presentados por otros autores.

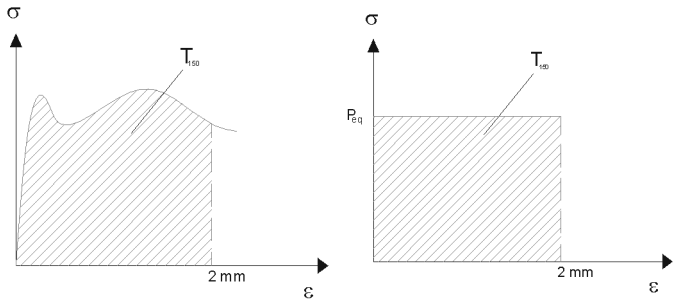


Figura 4 Idealización del comportamiento a flexotracción.

6.2 Modelización del comportamiento del SFRC en un programa de elementos finitos

Se ha utilizado el programa comercial ABAQUS/Standard, que es un programa de análisis basado en el Método de Elementos Finitos (MEF) que permite abordar una gran variedad de problemas en el ámbito de la ingeniería y la investigación aplicada, y en particular, resulta una potente herramienta en el análisis de problemas no lineales, estáticos o dinámicos, de la mecánica del medio continuo.

El modelo inicialmente planteado y comentado en el punto anterior planteó problemas de convergencia debido al cambio de brusco de pendiente, por lo que hubo que trabajar con una curva redondeada que se muestra en la figura 5.

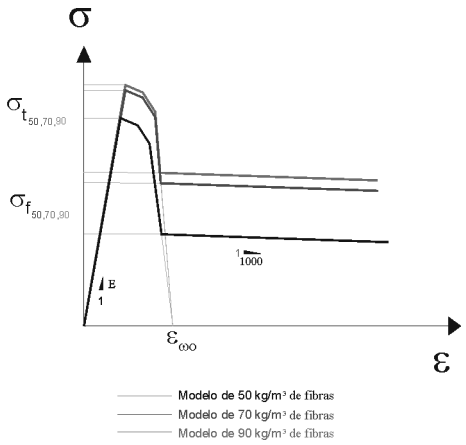


Figura 5. Modelo definitivamente utilizado de comportamiento del SFRC a tracción.

Actualmente se encuentran solucionados los problemas numéricos y por tanto se vuelve a trabajar con el modelo inicialmente propuesto.

Con este programa y el modelo de comportamiento propuesto para el S.F.R.C. se ha analizado la respuesta numérica de una lámina de 6 cm de espesor y 1,2 x 1,2 m^2, sometida a tres estados de carga y con tres niveles de resistencia residual a tracción compatible con 3 contenidos en fibras diferentes.

Como estados de carga a los que se sometían las láminas se han analizado los siguientes:

– Primer sistema de carga: Las láminas se someterán a un sistema de carga que genere un estado de esfuerzos de flexión uniaxial. Figura 6.

– Segundo sistema de carga: Las láminas se someterán a un sistema de carga que genere un estado de esfuerzos de flexión biaxial igual en dos direcciones perpendiculares. Figura 7.

– Tercer sistema de carga: Las láminas se someterán a un sistema de carga que genere un estado de esfuerzos de flexión biaxial desigual en dos direcciones perpendiculares. Figura 8.

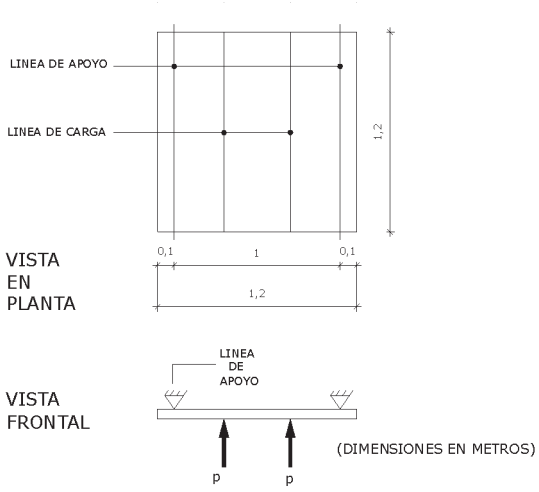


Figura 6. Primer sistema de carga.

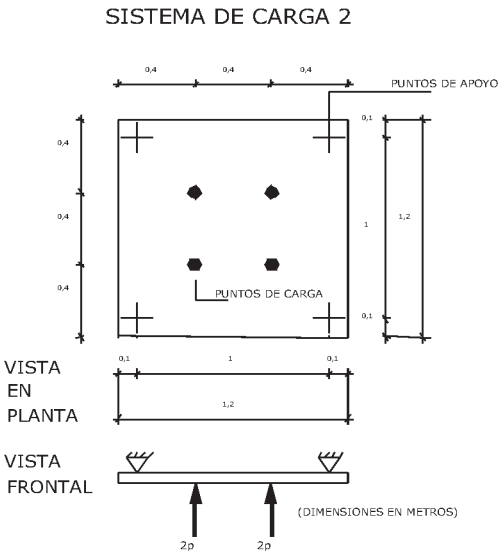


Figura 7. Segundo sistema de carga.

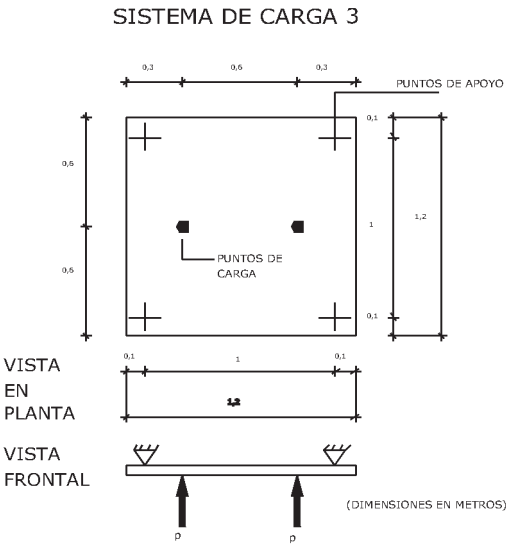


Figura 8. Tercer sistema de carga.

En las siguientes figuras 9, 10 y 11 podemos observar los resultados de flecha en el centro de la placa en función de la carga para cada caso.

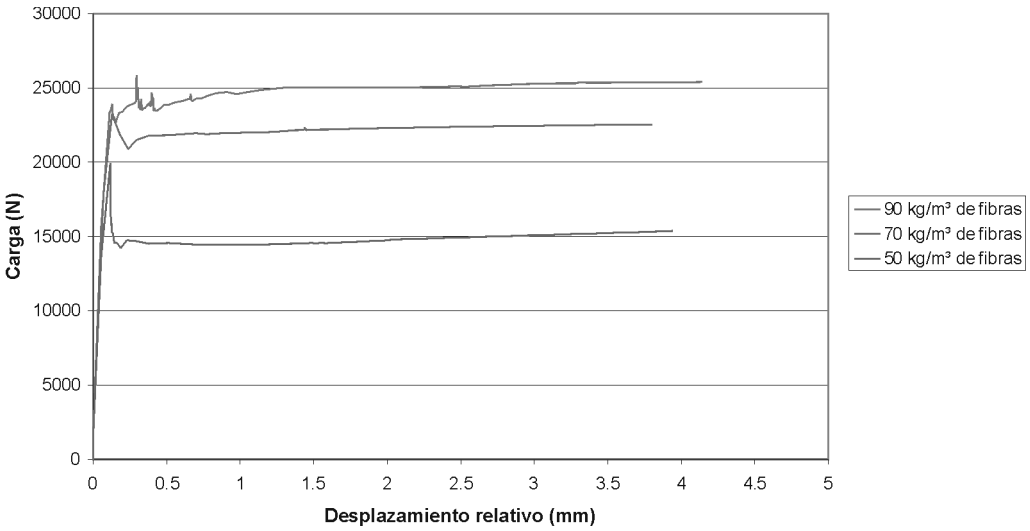


Figura 9. Curvas carga-desplazamiento para el primer sistema de cargas.

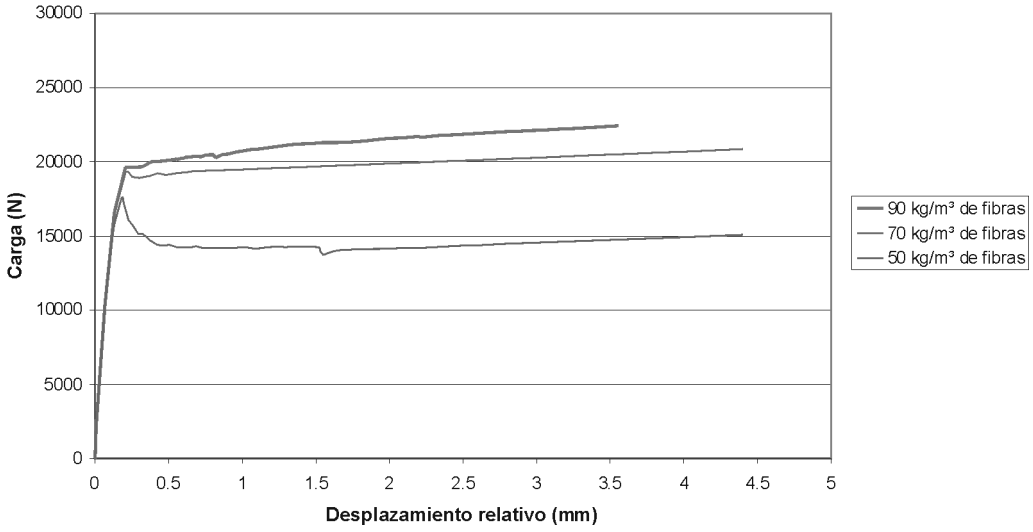


Figura 10. Curvas carga-desplazamiento para el segundo sistema de cargas.

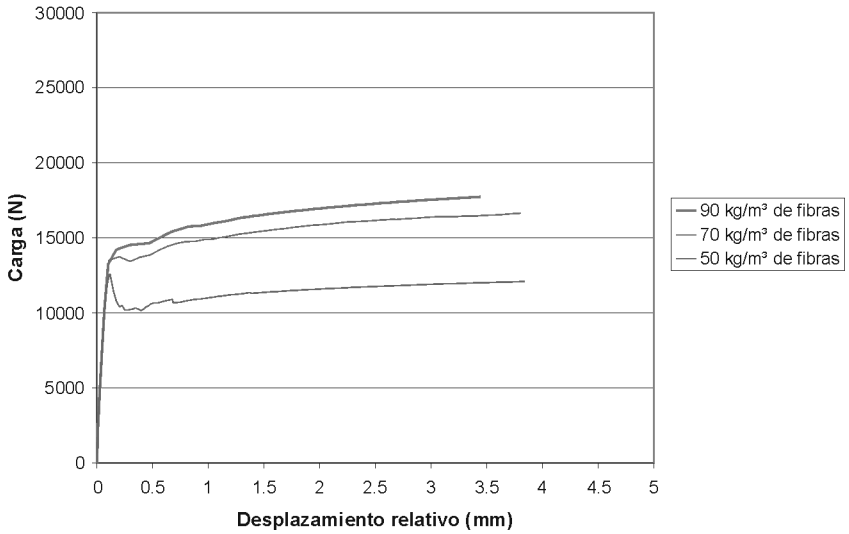


Figura 11. Curvas carga-desplazamiento para el tercer sistema de cargas.

6.3. Caracterización del SFRC, realización de ensayos de pequeña magnitud y comparación con los resultados numéricos

Se realizó una campaña de ensayos en los que se abordaba conjuntamente la fabricación de elementos laminares para verificar la validez del proceso de cálculo propuesto, al tiempo que se caracterizaba el comportamiento mecánico del hormigón con fibras deduciendo los parámetros que definen el modelo de comportamiento.

El hormigón se solicitaba a una planta de hormigón preparado que lo suministraba a falta de las fibras y el aditivo. Todos los suministros debían contener la misma dosificación.

Cada pedido consistía en 1,5 m^3 de hormigón. La resistencia característica esperada era de 25 MPa y la consistencia debía ser blanda/fluida.

A su llegada al laboratorio se introdujeron las fibras (tabla 1) correspondientes a la dosificación a estudiar, y se amasó con la cuba del camión hormigonera girando a la máxima velocidad. Transcurridos 5 minutos se le añadió un aditivo superplastificante, dejando amasar nuevamente la mezcla 15 minutos más (figura 12).



Figura 12. Introducción de las fibras y el aditivo

Con ello se pretendía conseguir la homogeneidad de cada amasado asegurando el reparto de fibras y aditivo en la masa.

Tabla 1 Características de las fibras empleadas.

Característica	Valor
Resistencia a tracción (Mpa)	1150
Módulo de Young (Gpa)	200
Longitud (mm) (l)	35
Diámetro (mm) (d)	0,45
Aspedo (l/d)	78

Los 100 primeros litros de la descarga se enviaron a vertedero para evitar heterogeneidades iniciales. El resto de hormigón se vertía en un cubilete en remesas de unos 250 litros que se empleaban para la fabricación de los elementos laminares a ensayar.

6.3.1. *Caracterización del S.F.R.C*

Tras el llenado del primer y tercer cubilete de hormigón, se procedía a tomar sendas muestras de hormigón fresco para la realización de los ensayos de caracterización. Cada muestra se tomó por vertido directamente desde el camión sobre carretillas. El volumen total de cada muestra era de unos 100 l. Con estas dos muestras se pretendía además de determinar las propiedades del hormigón, valorar la homogeneidad de cada amasada.

Con cada una de las muestras se realizaron las siguientes operaciones:

- Determinación de la consistencia del hormigón (UNE 83.513-90).
- Verificación de la homogeneidad de la granulometría y del contenido en fibras.(UNE 83.512-89)
- Ensayos de compresión con determinación del módulo de deformación en probetas cilíndricas 15x30 cm. (UNE 83.507-86)
- Ensayos de flexotracción sobre 3 probetas prismáticas 10x10x50. (UNE 83.509-88)
- Ensayos de tracción directa sobre 4 probetas cilíndricas 11x22 cm.

6.3.2. *Realización de ensayos de laboratorio sobre elementos laminares pequeños y comparación con los resultados numéricos*

El objetivo de esta fase era realizar ensayos sobre elementos tipo lámina de planta cuadrada, de dimensiones suficientes como para considerarse representativos de una construcción real. Estas láminas fueron sometidas a estados de carga que reprodujeron diferentes situaciones de solicitación posibles, analizando la respuesta en deformación.

La respuesta observada en el ensayo de las láminas será comparada con la obtenida en una simulación numérica de las mismas que se realiza por medio del programa de elementos finitos ABAQUS/Standard, al que se introduce para definir el material los parámetros definidos en ensayos sobre probetas definiendo el modelo de comportamiento propuesto.

Como variables de este estudio se han seleccionado el tipo de material definido por su contenido en fibras y la combinación de solicitaciones a que se va a someter la lámina, correspondiente a los 3 sistemas de carga indicados en el punto 2.

Se han ensayado 4 hormigones con diferentes contenidos de fibras (50, 70, 90 kg/m^3 y hormigón sin fibras).

Durante los ensayos se registraron la carga aplicada y las flechas en diferentes posiciones. En las figuras 13, 14 y 15 se presenta el aspecto de las placas durante los ensayos.

Una vez obtenidos los resultados de la fase experimental, se compararon con los provenientes de la realización de los modelos numéricos obteniéndose resultados muy parecidos, lo cual nos permite validar el modelo propuesto. La figura 16 muestra un ejemplo de esta comparación para el segundo sistema de carga con 50 kg de fibras por m^3.

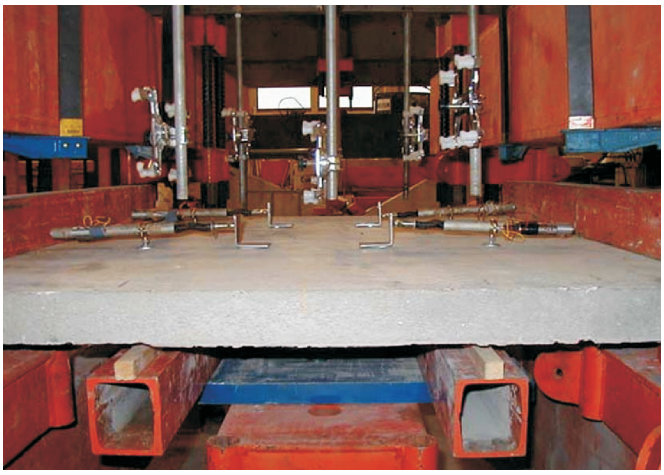


Figura 13. Primer sistema de carga.

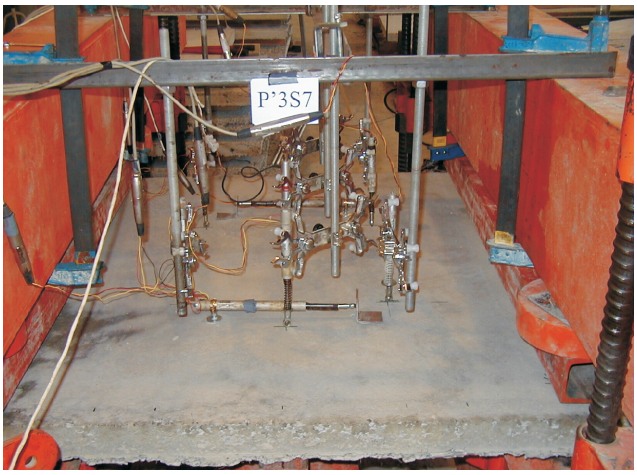


Figura 14. Segundo sistema de carga.

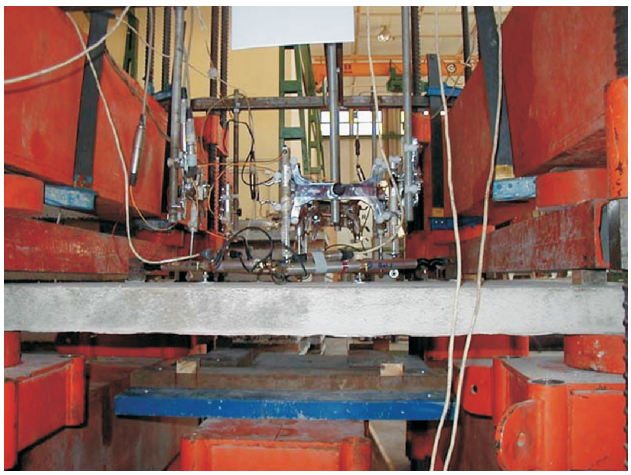


Figura 15. Tercer sistema de carga.

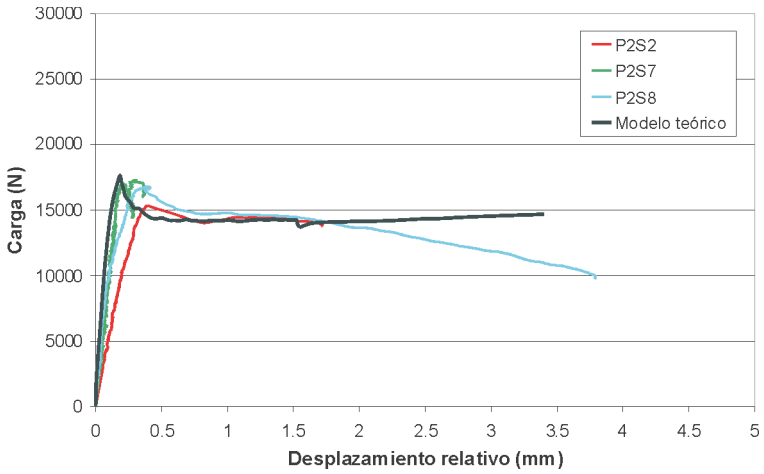


Figura 16. Comparación de desplazamiento entre los resultados experimentales y los del modelo teórico. Segundo sistema de carga con 50 kg/m^3 de fibras.

6.4. Construcción de un elemento en verdadera magnitud, la cubierta del restaurante del Parque Oceanográfico Universal de Valencia situado en la Ciudad de las Artes y las Ciencias

El Parque Oceanográfico Universal de Valencia (L'Oceanografic) es un espacio de ocio y educación, promovido por la Generalitat Valenciana, que pretende acercar la fauna marina a sus visitantes y mostrar la mayor diversidad posible de biotopos relacionados con el medio acuático. Los dos elementos emblemáticos del Parque son las cubiertas basadas en los bocetos de D. Felix Candela. La correspondiente al restaurante submarino (ACHYPAR) ha sido proyectada por la Universidad Politécnica de Valencia. Consiste en una *bóveda nervada* compuesta por ocho lóbulos con simetría radial. Cada lóbulo y su opuesto forman parte de un *paraboloide hiperbó-*

lico. La intersección de cada lóbulo con el contiguo forma el *nervio* de directriz parabólica. El *borde libre* de cada lóbulo se obtiene por intersección de la superficie reglada con un plano que forma un ángulo de 60º con el plano horizontal.

La cubierta se ha proyectado como lámina de hormigón con nervios radiales y borde libre sin nervio de rigidización, con un espesor básico de proyecto de 6 cm y un plano central de armado. Se ha previsto el uso de hormigón proyectado con adición de fibras de acero para mejorar el comportamiento a flexión de la lámina.

Las acciones características consideradas para el cálculo son las indicadas en la Norma Básica de la Edificación *Acciones en la Edificación (NBE-AE-88)*. En lo referente a las acciones sísmicas se aplica lo dispuesto en la *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-94)*.

La cubierta JChypar se realizó con hormigón armado, encofrado con tabla de madera machihembrada cuyas direcciones seguían las de las rectas generatrices del paraboloide hiperbólico. Para ello, se procedió a la fabricación y colocación de una cimbra que cubrió toda la superficie de la cubierta, y sirvió de apeo del encofrado de la misma. La cimbra debía soportar las cargas del hormigón fresco, estimadas en unos 4750 kN, repartidas uniformemente, más una sobrecarga de construcción de unos 2 kN/m^2. La cimbra se montó de tal forma que durante el proceso de descimbrado se permitía el desencofrado de lóbulos opuestos dejando apeados los nervios.

El hormigonado de la JChypar se realizó hormigonando en primer lugar los nervios, desde los apoyos hasta la clave de la cubierta, procediendo, seguidamente, a hormigonar la lámina desde las cotas más bajas ascendiendo uniformemente, de tal forma que se iban ejecutando dos medias láminas contiguas a un nervio.

El proceso de descimbrado sólo podía realizarse a los 28 días, procediendo a descimbrar lóbulos opuestos dejando apeados los nervios. Posteriormente, se desapeaban éstos desde el apoyo hasta la clave.

El encofrado de madera se apoyó en torres de apuntalamiento, constituidas por módulos de estructura tubular de 1'5 x 1'5 x 1'5, asegurándose una a la otra. Cada torre tenía unas abrazaderas atornilladas en la cima para apoyar el encofrado. Para la elevación de cada abrazadera se consideró la posición de las coordenadas y la geometría de la cubierta. El apuntalamiento estaba dispuesto en dos grupos: el primero, apuntalaba los nervios radiales y consistía en torres dispuestas en los círculos concéntricos bajo los nervios; el segundo apuntalaba los lóbulos de la cubierta y consistía en líneas de torres dispuestas a lo largo del eje X del *hypar* (o eje Y en los lóbulos contiguos).

El encofrado consistía en una superficie reglada constituida por dos familias de vigas de madera. La familia principal estaba fijada en las abrazaderas de las torres de apuntalamiento; las vigas eran paralelas al eje X (o eje Y en los lóbulos contiguos) de cada lóbulo del paraboloide. La familia secundaria se fija en la principal siguiendo el eje Y (o eje X en los lóbulos contiguos). La superficie reglada final se realizó por tablas fijadas en la familia de vigas secundarias. Las tablas eran paralelas a las vigas de madera principales. No obstante, en esa dirección fueron necesarias pequeñas variaciones debido a la anchura de las tablas. Fue necesario mes y medio para colocar todas las vigas del encofrado de la cubierta.

El armazón de madera que constituía el encofrado de la superficie reglada estaba clavado a las vigas secundarias siguiendo la dirección de las vigas principales.

Los tableros de pino del armazón de madera eran de 2 m de longitud y 8.5 cm de anchura. Se empezaron a colocar el 19/06/00, comenzando desde el eje superior del paraboloide hacia el nervio. Se empezaron dos semilóbulos al mismo tiempo. El punto de unión del encofrado con los apoyos se resolvió in situ, ya que la superficie resultante proviene de la intersección del paraboloide con un cilindro. El cilindro completo se ejecutó in situ durante la primera fase del encofrado, bajándolo a la posición dónde tenía que ser construido, mientras se cortaba la madera para la construcción del cilindro y del encofrado. Después de terminar uno de ellos, se creó una plantilla para llevar a cabo el resto de las uniones entre el encofrado y su terminación en el apoyo.

Realizar dos lóbulos completos costó 15 días. Posteriormente el rendimiento se mejoró y la cubierta completa de madera se construyó en mes y medio. Figura 18.

La protección de la madera se realizó usando esteras de recubrimiento que se humedecieron con rociadores de agua. Mientras se realizaba el encofrado, se vertió el desencofrante Rheofinix 211 de Bettor.

La malla de armadura de la cubierta está realizada por barras ϕ8 electrosoldadas de #15x15 cm.

La estructura se apoya en 8 puntos. Cada apoyo se consideró como una articulación en el modelo de elementos finitos, figura 17, con el desplazamiento lateral impedido y las rotaciones libres. La articulación se realizó usando un elastómero confinado a presión "Stronghold H-150", fijado a la base tronco-cónica de hormigón de la sub-estructura.

El proceso de proyección comenzó en septiembre de 2000. El proceso se realizó con hormigón proyectado por vía seca. Para hacer esto, se preparó in situ la maquinaria apropiada, las herramientas y los materiales (cemento, fibras y agregados).

El proceso fue como sigue:

1. Se proyectó la clave de la cubierta para lograr una unión uniforme en el hormigón.
2. Se proyectaron los nervios.
3. Se proyectaron los lóbulos, dividiendo cada semilóbulo en seis divisiones longitudinales.

El proceso de proyección incluyó el acabado superficial de la sección que se estaba llevando a cabo. Después de terminar una de las divisiones longitudinales, se protegió con una lámina de plástico para evitar que se manchara durante la fase siguiente. Se necesitaron 75 horas para la proyección del primer lóbulo. Entre los datos más interesantes cabe señalar la perdida de material durante la proyección que fue del 60%. Después, se formaron las canaletas de los nervios, y así se

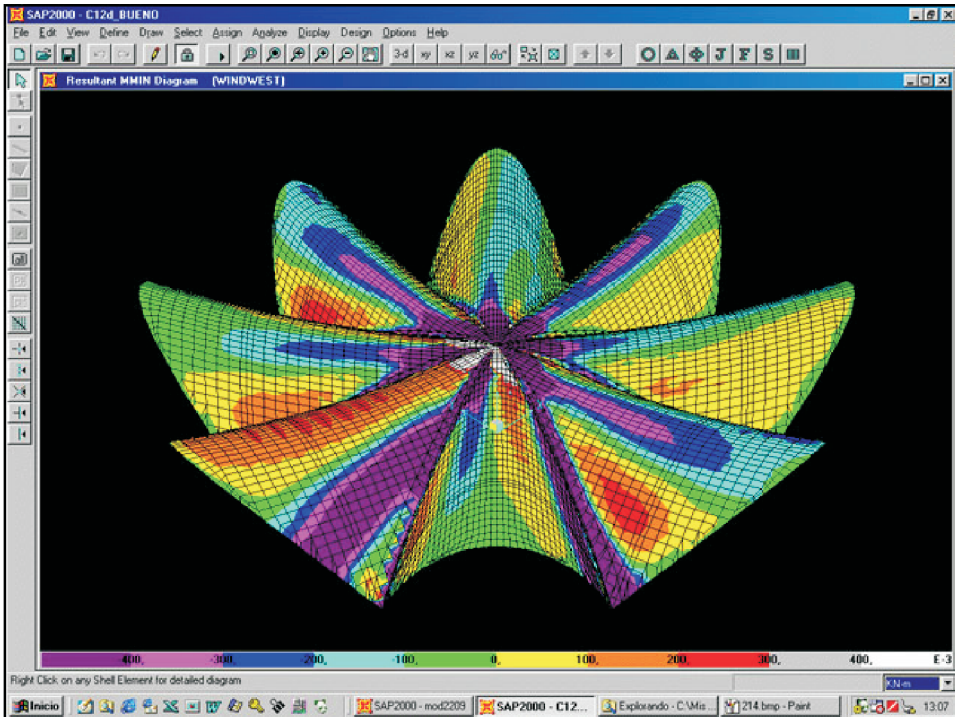


Figura 17. Salida del programa de cálculo en donde se aprecia el estado tensional de la lámina en un estado de carga.

completó la cubierta el 19/11/00 – la cual se había comenzado el 20/09/00.

Para desmontar y quitar el encofrado, se siguió un minucioso proceso para verificar constantemente las condiciones de sus deformaciones y compararlas con los resultados obtenidos en el modelo empleado. Se desmontaron los lóbulos obteniéndose deformaciones insignificantes.

Una vez desmontada completamente la cimbra, mientras los nervios permanecían apuntalados y con el encofrado, se desmontaron los nervios. Se comenzó el proceso soltando progresivamente del centro de la cubierta hacia los apoyos en forma de espiral, mientras se controlaban las deformaciones en los nervios. Del mismo modo ocurrió con los lóbulos de la cubierta, el descenso de los apoyos y nervios fue casi nulo, mostrándose casi iguales a los resultados obtenidos en el modelo empleado. Figura 18.

7. PERSPECTIVAS DE FUTUROS DESARROLLOS

En particular los principales aspectos que deben cubrirse con mayor interés y que pueden representar un mayor grado de innovación y avance, ya sea en campos de tecnología como científico, son:

- *Sistemas Constructivos*

En lo relativo al proceso constructivo se va a centrar en la técnica de hormigón proyectado ya que ha demostrado ser la más eficaz para la aplicación en elementos de poco espesor y permite colocar en este tipo de estructuras hormigones de un adecuado nivel de resistencia, sin riesgos de desprendimientos y asegurando la correcta compactación.

En este campo las innovaciones deben encontrarse principalmente en el proceso de preparación de encofrados, ya que



Figura 18. Derecha vista en planta del encofrado, izquierda alzado de la construcción realizada.

su dificultad y exigencia de perfecto acabado obliga tradicionalmente al empleo de encofrados de madera o textiles presurizados. En el primer caso la solución es cara por la dificultad de aplicación y la exigencia de un solo uso por encofrado. El segundo caso es aplicable a cubiertas de tipo Domo, muy útiles para silos, pero menos para formas más complejas.

La propuesta es poner a punto un sistema de encofrados a partir de elementos metálicos. Se tratará de una combinación de elementos lineales sin rigidez a torsión y otros superficiales de poco espesor para adaptarse a la forma del elemento a construir. Ello debe ser posible siempre que se construyan superficies regladas. Se busca que puedan modularse y permitan la reutilización.

Los objetivos a cubrir serán resolver las dificultades de sujeción, uniones y tratamiento de juntas.

• *Optimización y conocimiento del hormigón a emplear.*

Se parte del interés de aplicación de los hormigones de fibras metálicas. Parece evidente que la capacidad de las fibras para retrasar, y sobre todo para controlar la evolución de las fisuras puede permitir que su empleo supere las dificultades que las cubiertas laminares construidas anteriormente han demostrado desde el punto de vista de comportamiento (es frecuente la superficie fisurada). Se pretende que en caso de fisuración las fibras minimicen el ancho de fisura y permitan un comportamiento postfisura correcto. Nuestra aportación desde el punto de vista de material debe centrarse en:

– La selección de unas dosificaciones de alto rendimiento. Se trata de mejorar las propiedades que exige el tipo de estructura, especialmente la resistencia a tracción (pre y post fisura) y la ductilidad.

– El estudio de la influencia del sistema de fabricación en las propiedades del material.

– La simplificación del modo de determinación de las propiedades características del material a través de ensayos tradicionales

– Verificación de la fiabilidad y repetitividad de estas propiedades.

• *Modelización del comportamiento de láminas fabricadas con hormigones de fibras.-*

Se trata de aplicar un modelo de comportamiento del hormigón de fibras que incluya la contribución del hormigón fisurado en la resistencia a esfuerzos de tracción, a un programa de cálculo comercial.

Si bien normalmente el interés del comportamiento se centra en estados de servicio, y por tanto previos a la fisuración, nuestro trabajo plantea la necesidad de analizar el comportamiento en las primeras fases de fisuración ya que es la situación que se trata de superar con la intención de que tras ella la lámina pueda considerarse en condiciones de asegurar el servicio, la resistencia y la durabilidad. Se pretende, además de los objetivos tradicionales en cualquier proceso de cálculo, conocer el margen de seguridad hasta el agotamiento estructural y prever el modo en que este se produce.

Se está trabajando con el programa de elementos finitos no lineal ABAQUS, introduciendo la geometría de las láminas ensayadas y las características mecánicas de los hormigones reforzados con fibras de acero a emplear en la ejecución de éstas.

Actualmente se ha verificado el proceso en elementos planos sometidos a sistemas de carga sencillos en una o dos direcciones.

Durante el proyecto se deberá realizar la ampliación a elementos con doble curvatura y se estudiará la respuesta frente a acciones complejas. En esta fase se deben comparar las respuestas con las obtenidas con hormigón armado.

Las dificultades a superar se centrarán en la convergencia del proceso y el análisis del proceso de fisuración que se pretende analizar a partir de elementos con fisuración distribuida.

• *Estudio experimental*

Es este uno de los objetivos fundamentales del proyecto, ya que se trata de construir realmente en condiciones de obra una serie de elementos en tamaño reducido y dos láminas a escala 1:1 para analizar su respuesta.

La idea es la de verificar todos los aspectos del proceso, y por tanto incluye:

– La comprobación de la validez del proceso constructivo propuesto.

– La adecuación de los modelos de cálculo.

– La respuesta en servicio, fisuración y post fisuración de las láminas.

– Comparación teórica y experimental de los comportamientos hasta agotamiento de elementos de hormigón armado o de hormigón con fibras.

Todo ello en condiciones normales de trabajo o bajo solicitaciones complejas.

8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

La bibliografía la podemos dividir en la bibliografía producida y la bibliografía consultada.

Bibliografía producida:

[1] Elum Sánchez, J.L., Caracterización del modelo de comportamiento del hormigón con fibras de acero mediante ensayos de tracción simple y flexotracción, P.F.C. Titulación Ingeniero Técnico de Obras Públicas, E.T.S.I.C.C.P., Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, 2001.

[2] Gómez Larrosa, F., *Uso del hormigón con fibras en elementos tipo lámina de pequeño espesor*, P.F.C. Titulación Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, E.T.S.I.C.C.P., Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, 2000.

[3] Pérez Gosálvez, M., *Aplicación del método de Johansen al cálculo de placas de pequeño espesor de hormigón reforzado con fibras de acero. Comparación con ensayos de laboratorio y con resultados de un modelo de elementos finitos*, P.F.C. Titulación Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, E.T.S.I.C.C.P., Universidad Politécnica de Valencia, Valencia; mayo de 2002.

[4] Lacuesta Carrión, C., *Comparación de la respuesta estructural de una lámina en paraboloide hiperbólico según la teoría de la membrana con un modelo de elementos finitos con análisis lineal y no lineal*, P.F.C. Titulación Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, E.T.S.I.C.C.P., Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, abril de 2003.

[5] Domingo Cabo, A., Estudio del Comportamiento del Hormigón con Fibras en Elementos Laminares de Pequeño espesor y su Comportamiento Post-Fisuración, Tesis doctoral, E.T.S.I.C.C.P., Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, 2002.

[6] Domingo, A., Serna, P., Lázaro C., *Design of a thin shell fibre reinforced concrete hypar*, CEDEX, Shells and Spatial Structures: from recent past to the nex millenium, A171-A179, 1999. ISSN 84-7790-340-9.

[7] Domingo, A., Lázaro C., *La Ciudad de las Artes y de las Ciencias de Valencia. The expressive force of the structures*, Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures, vol 40, nº 3-131, 169-178, 1999. ISSN 0304-3622.

[8] Domingo, A., Lázaro C., *Proyecto de una cubierta en paraboloide hiperbólico mediante una lámina delgada de hormigón armado reforzado con fibras de acero*, Libro de actas del III congreso Nacional de la ingeniería civil. Tomo II, 981-986, La ingeniería civil del S. XXI, 1999. ISBN 84-605-9799-7

[9] Domingo, A., Lázaro C., Ciudad de las artes y las ciencias en Valencia: Architecture, Engineering and Leisure, IASS-IACM 2000, Atenas, Grecia, 2000.

[10] Domingo, A., Lázaro, C., Serna, P., *Construction of Jchypar, a steel fiber reinforced concrete thin shell structure*, International Symposium on Theory, Design and Realization of Shell and Spacial Structures, IASS – AIJ 2001, Ed. H. Kunieda, Nagoya, Japón, 2001.

[11] Domingo, A., Lázaro, C., Serna, P., *Una visión moderna de las estructuras laminares. Las cubiertas JChypar y AChypar de L'Oceanografic de Valencia*, Revista Nivel, Valencia, 2001.

[12] Domingo, A., Lázaro, C., Serna, P., *Use of steel fiber reinforced concrete in thin shell structures: evaluation of fiber performance through testing of shell specimens*, Computational methods, Atenas, Grecia 2000.

[13] Domingo, A., Lázaro, C., Serna, P., *Using a postfailure stress-displacement material model for SFRC shells. Evaluation through testing of shell specimens*, International symposium on Theory, Design and Realization of Shell and Spatial Structures, IASS, H. Kinieda; Nagoya, Japón, 2001.

Bibliografía consultada:

1. Billington, D. P., *Thin shell concrete structures*, McGraw-Hill, New York, 1982.

2. Faber, C., *Candela, the Shell Builder*, Reinhold Publishing Corporation, New York, 1963.

3. Farshad, M., *Design and Análisis of Shell Structures*, Kluwer academic publishers, Switzerland, 1992.

4. Giongu, V., *Thin reinforced concrete shells*, ISBN 0471997358, Bucarest, Rumania, 1979.

5. Haas, A. M., *Láminas de hormigón*, Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y el Cemento, Madrid, 1971.

6. Park, R., Gamble, W. L., *Reinforced Concrete Slabs*, New York, John Wiley & Sons, Inc, 2000.

7. White, R. N., *Reinforced Concrete Hyperbolic Paraboloid Shells*, Journal of the Structural Division, ASCE, **101** (1975), nº ST9, 1961-1981.

8. Sanz Balduz, L. J., *"El Borde Libre y Félix Candela*, Revista de Obras Públicas, nº 3.383, enero 1999.

9. Rowe, R. E., *Tests on Four Types of Hyperbolic Shells*, Proceedings of the Symposium on Shell Researchs, North Holland Publishing Co, Amsterdam, 1961, 16-35.

10. Fernández Cánovas, M.; "Hormigones reforzados con fibras de acero"; Informes de la Construcción, No. 342, pp. 2 –17; Julio - Agosto 1982.

11. Comisión 2, Grupo de Trabajo 2/2, Hormigones con Fibras, "Manual de Tecnología del hormigón reforzado con fibras de Acero"; Ed. ACHE; junio 2000.

12. Domingo, A., Lázaro, C., Serna, P.; "Design of a thin shell steel fiber reinforced concrete hypar roof"; 40th Anniversary Congress of the IASS, Shells and spacial structures: from recent past to the next millenium, Vol. II, pp. A-169-A-179; Madrid; septiembre 1999.

13. Domingo, A.; Lázaro, C.; Serna, P.; "Using a postfailure stress-displacement material model for SFRC shells. Evaluation through testing of shell specimens"; International symposium on Theory, Design and Realization of Shell and Spatial Structures, IASS, H. Kinieda; Nagoya, Japón; 2001.

14. Dramix Guideline; "Desing of concrete structures. Steel wire fibre reinforced concrete structures with or without ordinary reinforcement"; Infrastructuur in het leefmilieu, Departement Leefmilieu en infrastructuur, nº 4, pp. 226-239; 1995.

15. Gettu, R.; Barragán, B.; Zalochi, R. F.; Martín, M. A.; Agulló, L.; "A comparative study of the toughness of steel fiber reinforced concrete in tension, flexure and shear"; Fibre-Reinforced Concretes (FRC) BEFIB' 2000, Proceedings of the Fifth International RILEM Symposium,; pp. 441 – 450; 2000.

16. Hillerborg, A.; "Analysis of fracture by means of the fictitious crack model, particularly for fibre reinforced concrete"; The International Journal of Cement Composites, The construction Press Ltd., vol. 2, nº 4, pp. 177-184; 1980.

17. Moreno Almansa, E.; Fernández Cánovas, M.; "Behaviour of normal and steel fiber-reinforced concrete under impact of small projectiles"; Cement and concrete research, vol. 29, nº 11, pp. 1807-1807; 1999.

18.- Oñate, E; Oller, S; Lubliner, J; "A constitutive model of concrete based on the incremental theory of plasticity"; Engng. Comput., vol 5, nº 4; 1988.

19.- RILEM TC 162-TDF; "Test and design methods for steel fibre reinforced concrete"; Materials and structures, vol. 33, pp. 75-81; 2000.

20. Rossi, P; "Reflexions sur l'utilisation des modèles continus non lineaires pour la prise en compte de la fissuration des structures en beton"; Bulletin des laboratoires des ponts et chaussees; 1999.

21. Serna Ros, P.; "Método para la formulación de hormigones de fibras metálicas"; Materiales de construcción, vol. 34, nº 194, pp. 17-23; 1984.

22. Vandewalle, L.; "Design method for steel fiber reinforced concrete proposed by RILEM TC 162-TDF"; Fibre-Reinforced Concrete (FRC). BEFIB' 2000, Proceedings of the Fifth International RILEM Symposium, Ed. by Rossi and G. Chanvillard, pp. 51-64; september 2000.

ache

Análisis de piezas sometidas a cortante con bajas cuantías de armadura longitudinal. Estudio teórico de elementos estructurales con estas características y definición de un programa experimental de investigación

Analysis of reinforced concrete elements with low reinforcement ratios subject to shear. Theoretical study proposal of an experimental program

Alejandro Pérez Caldentey

Patricio Padilla Lavaselli

Hugo Corres Peiretti

E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Unidad Docente de Hormigón Estructural
Universidad Politécnica de Madrid

RESUMEN

En este trabajo se presenta una aproximación al problema de los elementos de hormigón armado sometidos a cortante sin armadura transversal. El diseño tradicional de estos elementos, que en la práctica presentan unas cuantías de armadura muy bajas, incumple en muchos casos la normativa vigente en el ámbito europeo. Se analiza este problema para una serie de casos prácticos muy habituales y se pone de manifiesto esta discrepancia entre normativa y práctica profesional. Este hecho pone de manifiesto la necesidad de un estudio profundo de esta realidad para lo cual se propone llevar a cabo un programa experimental específico.

SUMMARY

In this paper, an approximation to the problem of the shear capacity of reinforced concrete elements without transverse reinforcement is presented. The traditional design of this type of elements, which are characterized by their low reinforcement ratio, does not fulfil in many cases the requirements specified by the modern concrete standards. The problem is analyzed for a series of very common structures, thereby showing the existing discrepancy between professional practice and code requirements. This fact shows the need to carry out an in depth study in order to analyze the reasons for these differences. Within its framework, an experimental program is proposed.

1. INTRODUCCIÓN

Existe una gran variedad de elementos estructurales que tradicionalmente se han diseñado sin armadura de cortante: losas con apoyos continuos, muros, voladizos de puentes, zapatas flexibles, etc.

A pesar de ello, con la aparición de la EHE[2], ha surgido una queja generalizada en el sentido en que si se aplica el modelo de cortante de esta instrucción, no resulta posible cumplir el Estado Límite de Cortante sin disponer armadura transversal en este tipo de elementos.

En este trabajo se presenta un estudio paramétrico en el que se muestra cómo algunos elementos de hormigón armado, caracterizados por tener unas cuantías de armadura muy bajas y haberse diseñado a lo largo de muchos años sin armadura de cortante, ahora la requieren. Se demuestra, a partir de este estudio, que, efectivamente, los diseños habituales no cumplen con la normativa vigente. Sin embargo también se comprueba que esto no es una novedad a partir de la EHE, sino que esta situación también se daba con la EH-91[3] y que la queja que ha surgido con la aparición de la EHE proviene de una mala aplicación de la instrucción antigua.

Por otra parte, se señala que los modelos vigentes de cortante están basados en una experimentación con gran mayoría de ensayos correspondientes a cuantías muy superiores a las que suelen tener los elementos que se diseñan sin armadura de cortante y que por lo tanto estos modelos podrían no ser aplicables, estrictamente, a estos elementos. La razón de este

vacío en la experimentación hay que buscarlo en la dificultad que entraña obtener una rotura por cortante en elementos con cuantías bajas, puesto que éstos tienden a romperse por flexión. Esta circunstancia, unida a la falta de una patología manifiesta de rotura por cortante en estructuras sin armadura transversal hace que sea interesante plantear una experimentación específica en este campo que pueda servir para afinar los modelos con el objeto de que éstos permitan justificar una realidad con la que hoy por hoy están reñidos.

2. COMPARACIÓN ENTRE LAS FORMULACIONES DE LA EHE Y DE LA EH-91

La instrucción EH-91 presenta dos formulaciones diferentes, para evaluar la capacidad resistente del hormigón a cortante, en función de si se está considerando un elemento lineal, con armadura transversal o de si se está considerando una losa, sin armadura transversal. Para un elemento lineal, con armadura transversal, la contribución del hormigón a cortante viene dada por la expresión siguiente (se respetan las unidades originales con objeto de que las fórmulas sean fácilmente reconocidas):

$$V\left[kg\right]=0.5\sqrt{\frac{f_{ck}\left[kg/cm^2\right]}{1.5}}b_0\left[cm\right]d\left[cm\right] \qquad \text{[ec. 2.1]}$$

El uso de esta expresión presupone, como se ha dicho, que se dispone en el elemento una cuantía mínima de armadura transversal. Este no es el caso en los elementos que se consideran en este trabajo y por lo tanto esta expresión no es aplicable a ellos, aunque era la expresión normalmente utilizada para losas sin armadura. En su lugar, debería haberse utilizado la expresión siguiente:

$$V_{cu}\left[kg\right]=0.25\sqrt{\frac{f_{ck}\left[kg/cm^2\right]}{1.5}}b_0\left[cm\right]d\left[cm\right]\times$$

$$\times max\left(1.6-d;1\right)\times 1+50\rho \qquad \text{[ec. 2.2]}$$

Puede comprobarse que el valor que se obtiene con esta expresión para cuantía nula y un canto útil de 0.6 m es la mitad del valor que se obtiene con la fórmula de la ecuación 2.1. El efecto de los dos factores adicionales que aparecen en la ec. 2.2 respecto de la ec. 2.1 sólo será importante para cantos pequeños y para cuantías elevadas, sin llegar a compensar el factor de 0.5 reseñado anteriormente. Esta expresión de la capacidad resistente a cortante sin armadura es la que proponía el *Eurocódigo antiguo ENV-1992-1 [1]* o el Código Modelo del 78 [13].

Por su parte la EHE propone, para elementos sin armadura de cortante, la siguiente expresión:

$$V_{cu}\left[MN\right]=0.12\left(1+\sqrt{\frac{200}{d\left[mm\right]}}\right)\times$$

$$\times\left(100\rho f_{ck}\left[MPa\right]\right)^{1/3}b_0\left[m\right]d\left[m\right] \qquad \text{[ec. 2.3]}$$

Esta expresión es la que se incluye en la propuesta definitiva del nuevo *Eurocódigo 2 pr EN-1992-1-1 Draft Stage 49 [5],* solo que en este caso se establece un valor mínimo para cuantías bajas, para las que la rotura a cortante está condicionada por la capacidad resistente a tracción del hormigón.

Esta limitación viene dada por la expresión siguiente:

$$V_{cu}\left[MN\right]=0,035\left(1+\sqrt{\frac{200}{d\left[mm\right]}}\right)^{3/2}f_{ck}^{1/2}b_0d$$

La expresión anterior es válida para d≥200 mm.

En las Figuras 1 y 2 se presenta una comparación de los métodos de ambas normativas para d=0.25 m y d=0.40 m, ρ<0.01 y f_{ck}=25 MPa. En estas figuras se puede observar que para cantos pequeños, la formulación de la EH-91 para losas es algo más favorable que la formulación de la EHE para cuantías inferiores al 7‰. Para cantos mayores (d=50 cm) la EHE es más favorable a partir de ρ=4.5‰. Solo se obtienen diferencias de gran calibre para cuantías inferiores a la cuantía mínima de flexión, debido a que el modelo de la EHE asigna, de forma poco realista, una resistencia nula a un elemento sin armadura longitudinal. En todo caso se observa que la fórmula para elementos lineales (vigas) es siempre mucho más favorable, particularmente para canto grandes, como puede ser la situación que se da en muros de contención.

Estas curvas, por otra parte, son una clara expresión de la evolución del conocimiento. En ellas se pone de manifiesto que, en los modelos más recientes, la tensión tangencial que provoca el cortante no es constante con la cuantía de armadura y no es, por lo tanto una propiedad del hormigón como se pensaba en un principio. Este hecho ya lo señaló Kani en 1966 [12].

3. ESTUDIO PARAMÉTRICO

A continuación se presentan algunos resultados del estudio de una serie de elementos estructurales que responde a las características estudiadas en este trabajo, es decir, cuantías bajas y ausencia de armadura transversal. Los ejemplos estudiados son losas con apoyo continuo (simplemente apoyadas y biempotradas), voladizos de puentes y muros, elementos normalmente proyectados sin armadura transversal. Como se verá, en muchos de estos casos, con dimensiones y tipologías de armado del tipo de las utilizadas hasta ahora, se puede dar la situación de incumplimiento del Estado Límite de Cortante, tal y como está definido en la EHE.

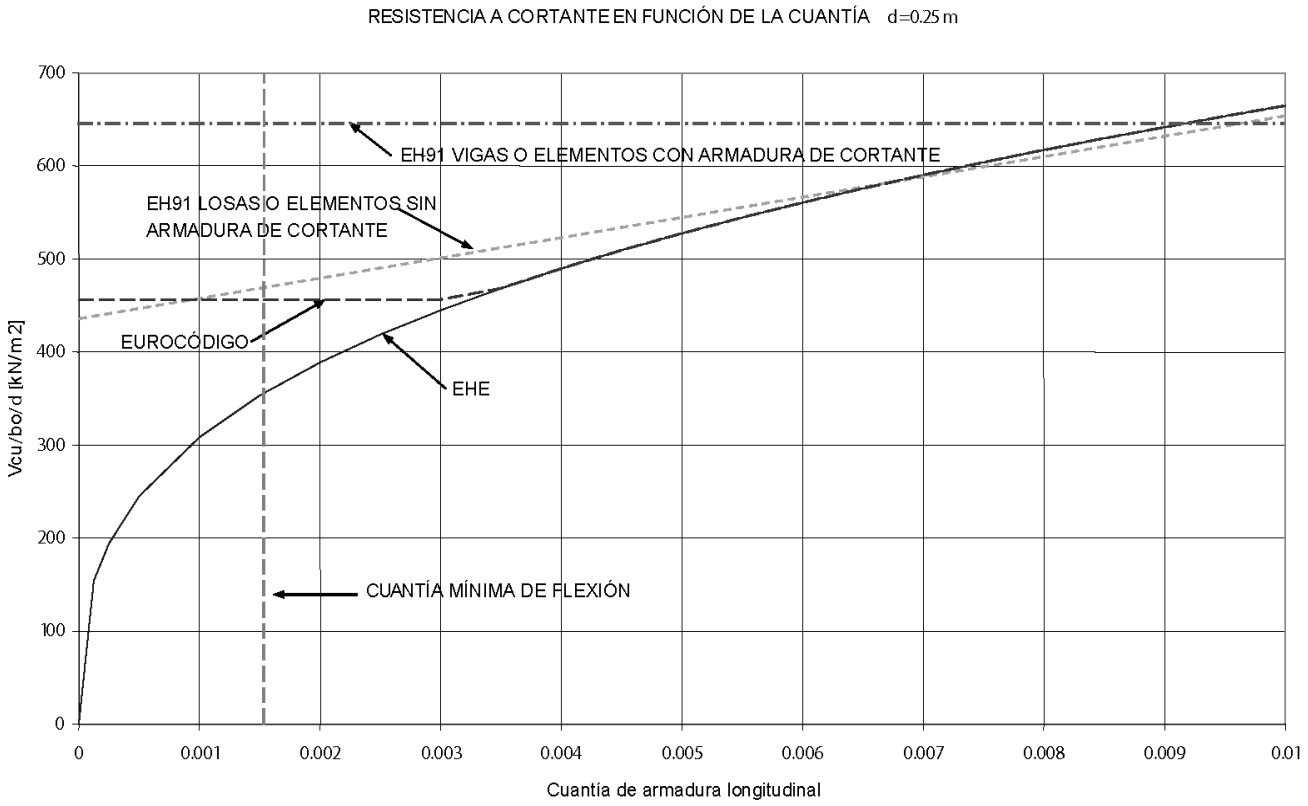


Figura 1 – Comparación modelos de cortante EH-91 y EHE. d=0.25 m.

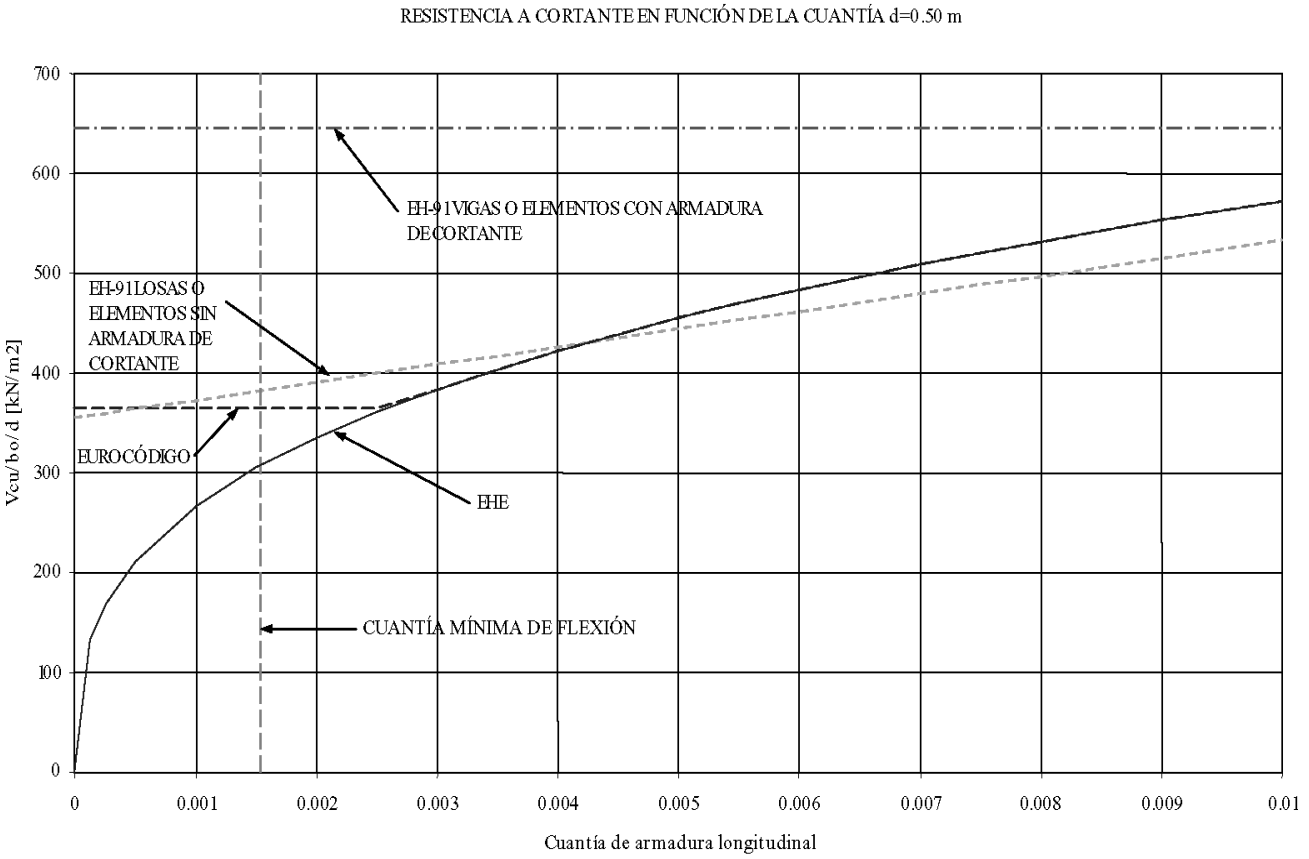


Figura 2 – Comparación modelos de cortante EH-91 y EHE. d=0.50 m.

3.1 Algunos resultados relativos a losas

Metodología - Para el estudio de rotura por cortante de losas, se ha establecido una metodología que permite conocer en función de la luz y de la esbeltez del elemento cúal es la cuantía de flexión a partir de la cual se produce una rotura por cortante antes de una rotura por flexión (teniendo en cuenta coeficientes de mayoración de cargas y minoración de materiales), o mejor dicho, en qué casos sería necesario, de acuerdo con la EHE, disponer armadura de cortante. El procedimiento seguido se resume en la Figura 3 y supone los siguientes pasos:

- Se fija una luz y un canto. A partir de éstos, se calcula la esbeltez.
- Se determina la carga que agota el elemento por flexión para distintas cuantías. La distribución de armadura y la tipología de armado es diferente en cada elemento estudiado y se explica detalladamente en cada caso.
- Se determina la carga que agota el elemento por cortante para distintas cuantías. El cortante solicitante se considera a un canto útil del apoyo.
- Se determina la cuantía que marca la rotura simultánea por flexión y cortante (intersección de las curvas anteriores). Esta cuantía se denomina cuantía crítica. Para elementos que tengan una cuantía inferior a este valor la rotura se producirá primero por flexión por lo que en estos elementos no es necesario, en principio disponer armadura de cortante. Por el contrario para elementos con cuantías superiores a este valor podrá existir, teóricamente, un problema de rotura prematura por cortante.
- Si se repite este procedimiento para distintos valores de L y h se pueden obtener curvas en las que en función de la esbeltez y la luz se obtenga la cuantía crítica.

Con estos valores, para cada caso estudiado dadas las luces, esbelteces y cuantías se puede determinar si es necesario utilizar armadura de cortante.

Resultados - Se han estudiado, con este procedimiento, distintos casos: Losas biapoyadas y biempotradas sometidas una carga uniforme o carga puntual[1].

En la Figura 4 se muestra el resultado para una losa biapoyada sometida a carga uniforme y armadura constante. Se observa en esta figura que la cuantía crítica se reduce a medida que se aumenta la luz y disminuye la esbeltez. Por lo tanto, los elementos más sensibles a una posible rotura por cortante o con mayor necesidad de armadura transversal serán aquellos con mucha luz y poca esbeltez.

Aplicando los resultados incluidos en este gráfico a losas normales, se puede observar que para una esbeltez de L/20, que puede ser un valor normal para un elemento biapoyado y luces importantes, sería necesario utilizar armadura transversal para cuantías de flexión superiores al 6 o 7‰. En este sentido, no parece que el problema en este tipo de aplicaciones sea importante.

Sin embargo, puede ser frecuente la utilización de armadura de flexión no constante, disponiéndose un refuerzo en centro de vano. En este caso, la cuantía que debe considerarse a efectos de cortante es la que se dispone en la proximidad de los apoyos, que será menor y, por lo tanto, la situación empeora. Este resultado se muestra en la Figura 5. Como puede verse, en este caso se ha supuesto que la armadura continua es 1/3 de la necesaria a flexión en el centro de vano. Con ello, la cuantía crítica (correspondiente a la armadura dispuesta en centro de vano) se reduce al 3 a 4 ‰, y en este rango de cuantías longitudinales, frecuente en muchos casos prácticos, puede ser necesaria la utilización de armadura transversal de cortante.

Las losas continuas presentan una situación peor, debido a que la cuantía necesaria por flexión, se hace en general más pequeña. Este aspecto queda reflejado en la Figura 6. En Dicha figura se muestra el caso de una losa biempotrada armada con una cuantía constante e igual a la necesaria para el centro de vano en el paramento inferior, sometido a momentos positivos, y con una armadura superior distribuida en una longitud igual a 1/3 de la luz, de magnitud también

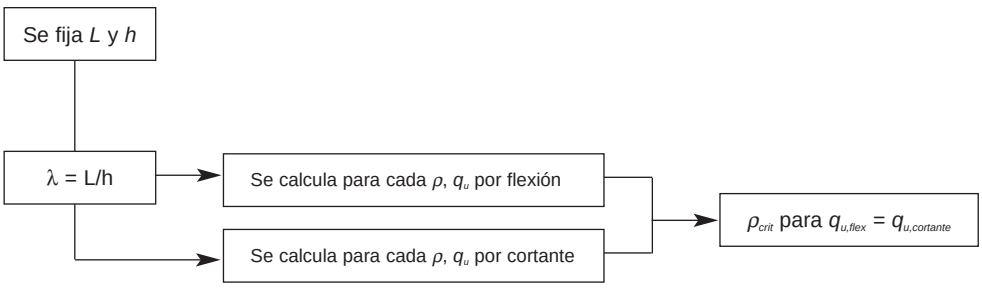


Figura 3 . Metodología para caracterizar losas con posibles problemas de rotura prematura por cortante.

[1] Los resultados para elementos sometidos a dos cargas puntuales se recogen en [7]. En estos casos, la esbeltez es un parámetro con poca incidencia debido a que el momento sólo depende de la distancia de la carga al apoyo y el cortante sólo de la carga. Por lo tanto, el análisis resulta prácticamente independiente de la luz y de la esbeltez, salvo por el peso propio.

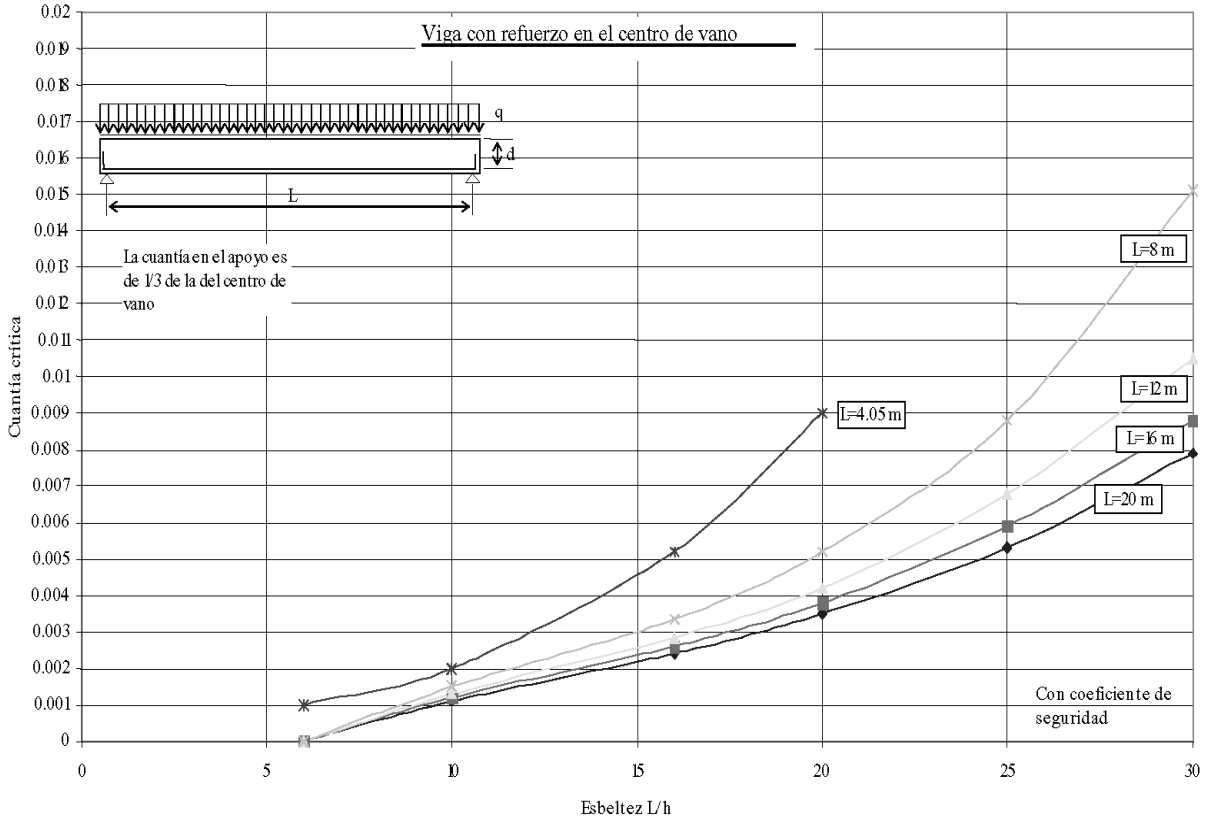


Figura 4. Cuantía crítica en losas simplemente apoyadas en función de la esbeltez y la luz. Armadura constante.

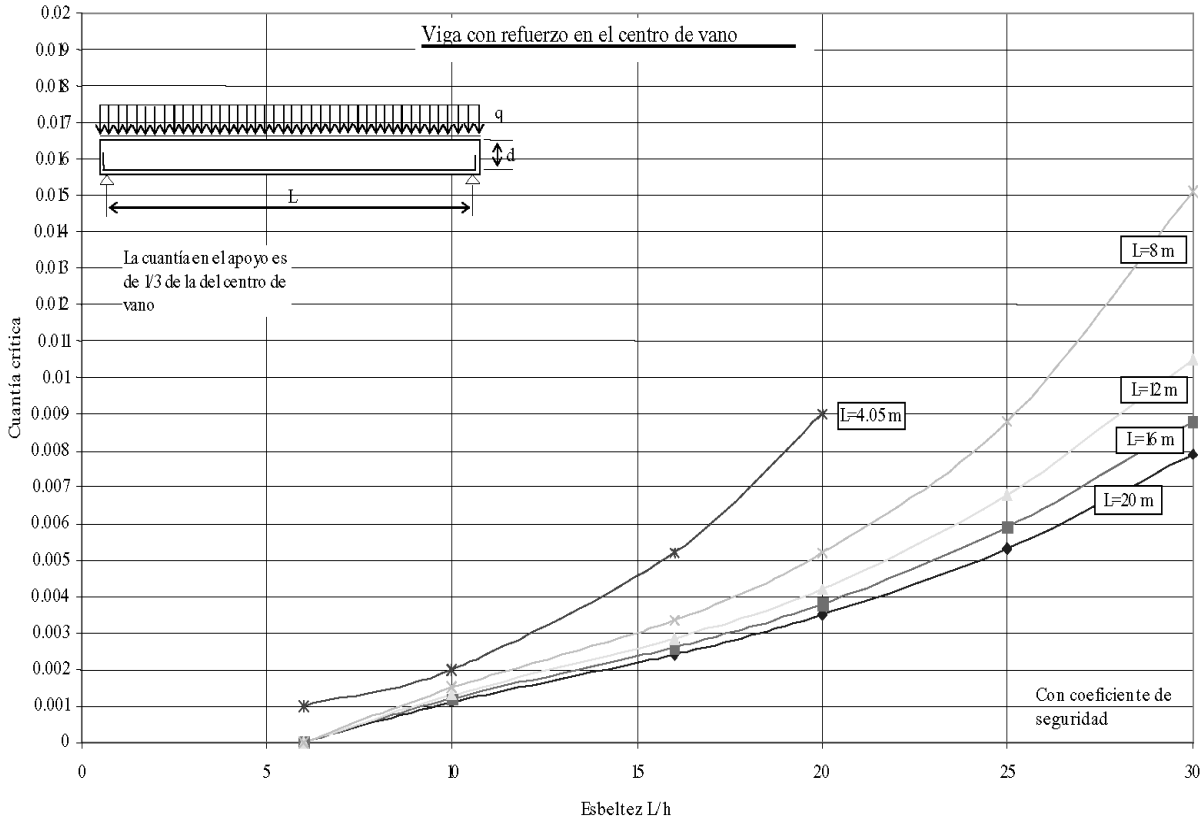


Figura 5. Cuantía crítica en centro de vano en losas simplemente apoyadas en función de la esbeltez y la luz. 1/3 de la armadura del centro de vano se distribuye constante a lo largo del vano y los 2/3 restantes se definen como un refuerzo de longitud adecuada a la ley de momentos.

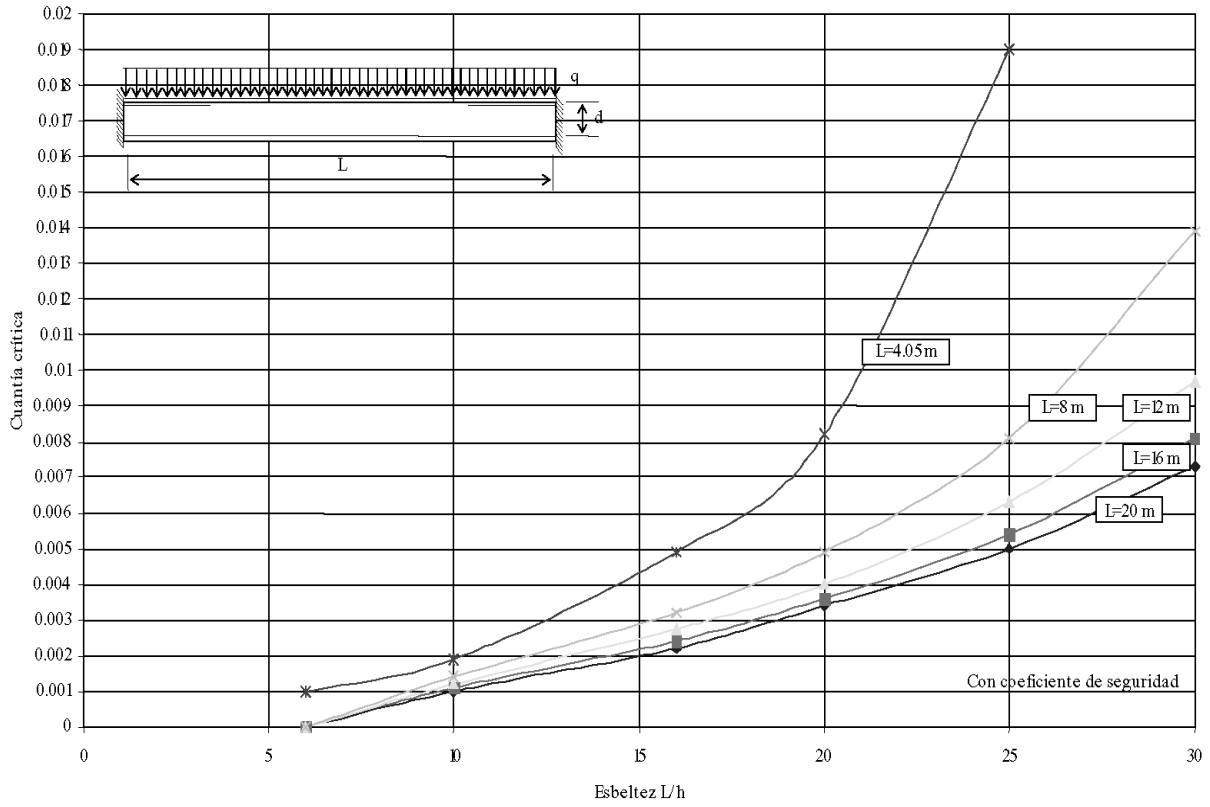


Figura 6. Cuantía crítica en losas biempotradas en función de la esbeltez y la luz. Cuantía crítica referida a la armadura superior de la sección de apoyos.

constante y con un valor igual al de la armadura de flexión necesaria en el apoyo. En este caso, la cuantía crítica queda definida por la cuantía de armadura que se dispone en la sección de apoyos en negativos.

Se puede observar que para una esbeltez de L/20, la cuantía critica referida a la armadura superior del apoyo, a partir de la cual es necesario utilizar armadura transversal de cortante se sitúa en un rango de 3 a 5 ‰ para luces importantes, mayores de 8.0 m, un valor similar al que se obtiene en vigas simplemente apoyadas con cuantía de armadura no constante. No obstante en este caso, de elementos hiperestáticos, la esbeltez es mayor que para elementos isostáticos por lo que la situación mejorará. Puede verse que para una esbeltez λ=25, por ejemplo, la cuantía crítica sube a 5-7‰.

Del análisis anterior, se deduce que puede haber losas de edificación que, en función de la carga que tengan que soportar podrían requerir armadura de cortante. Un ejemplo podrían ser losas situadas en zonas de instalaciones, donde las sobrecargas pueden alcanzar los 20 kN/m^2, y donde se requieren cuantías de armadura de flexión altas y por lo tanto armadura de cortante.

Los gráficos presentados en este apartado pueden aplicarse a una gran cantidad de casos prácticos.

Otro ejemplo, que es el origen de este estudio, es el de los cajones portuarios como el que se muestra en la fotografía 1. Típicamente, las paredes de los cajones son losas continuas apoyadas en otras paredes perpendiculares, que constituyen las celdas interiores, cada 4.00 metros, con un canto de 40 cm y una cuantía del orden de 3 a 4 ‰.



Foto1. Cajón portuario recién construido en el Puerto de Barcelona (UTE Nueva Bocana).

Si se aplica la Figura 6 a este caso, se obtiene, una cuantía crítica del 2‰, lo cual indicaría la necesidad de disponer armadura de cortante. No obstante, existe una gran cantidad de elementos de este tipo, diseñados y construidos sin armadura transversal. Dadas estas circunstancias parece legítimo preguntarse si, realmente, resulta razonable empezar a disponer armadura de cortante en estos elementos, y, en este sentido, la respuesta más inmediata parece ser ¿porqué cambiar lo que siempre ha funcionado? Parece más lógico intentar adaptar nuestros modelos a la realidad que la realidad a nuestros

modelos (algo, que, por otra parte, sería bastante difícil). Es por ello, que, más adelante (ver apartado 5), se plantea un programa experimental cuyo objetivo es intentar validar el diseño habitual de cajones portuarios y que se enmarca dentro de un convenio de investigación entre Puertos del Estado y la U.D. de Hormigón Estructural de la ETSI de Caminos de Madrid, a través de la Fundación Agustín de Betancourt. Por otra parte, la realización de ensayos parece inevitable debido a que, aunque no se hayan producido problemas recientemente, debe recordarse que una rotura por cortante es frágil y por lo tanto es muy difícil obtener una medida del grado de seguridad real que tienen las estructuras diseñadas hasta ahora.

3.2 Voladizos de puentes de carretera

Otros elementos que tradicionalmente se han proyectado sin armadura de cortante son los voladizos de los puentes. Estos se presentan en muchos tipos de sección transversal: tipo losa, cajón, en tableros de vigas, etc.

Metolodogía – La metodología adoptada para el caso de voladizos de puentes es distinta a la expuesta en el apartado 1.2, debido a que la carga es conocida y viene definida por la *Instrucción de acciones a considerar en Puentes de Carretera* [2]. Este hecho simplifica considerablemente el análisis, cuyo proceso se sintetiza en la Figura 7.

Los pasos seguidos son, por lo tanto, los siguientes:

- Para un canto exterior del voladizo fijo (comprendido entre 0.15 y 0.25 m en general, con un valor típico de 0.20 m) y una pendiente dada (normalmente comprendida entre 10H:1V y 20H:1V con un valor típico de 15H:1V), se hace variar la luz del voladizo.
- Para cada luz, se calcula la armadura necesaria por flexión, en la sección del apoyo. En este cálculo se dispone el vehículo pesado con su máxima excentricidad y se supone un reparto de esta carga puntual, transversalmente, a 45º. De este valor se obtiene la cuantía necesaria por flexión (ρ_{Md}). La armadura del voladizo se supone constante como se hace habitualmente en la práctica profesional.
- Se calcula a continuación la cuantía necesaria para resistir el máximo esfuerzo cortante (ρ_{Vd}). En este caso, se dispone el vehículo pesado a un canto útil del borde del voladizo.
- Para las luces en las que se cumple que $\rho_{Vd}>\rho_{Md}$, es necesario, de acuerdo con el criterio de la EHE, disponer de armadura de cortante.

Resultados – Los resultados de este análisis se reflejan en las Figuras 8, 9 y 10. En la Figura 8 se representa la cuantía longitudinal de la sección del apoyo necesaria para resistir los esfuerzos de flexión y los esfuerzos de cortante sin armadura transversal, de un voladizo de puente, en función de la luz del voladizo. Tal como puede verse, para una misma luz la cuantía de armadura del apoyo es generalmente diferente para satisfacer el estado límite de flexión y el de cortante sin armadura transversal.

Como puede verse la Figura 8 presenta dos discontinuidades importantes: para una luz de voladizo próxima a 1.00 m y

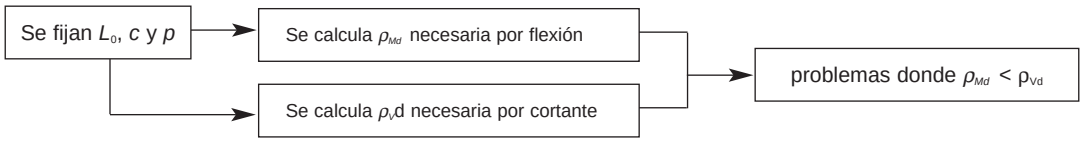


Figura 7. Metodología para el estudio de voladizos de puentes.

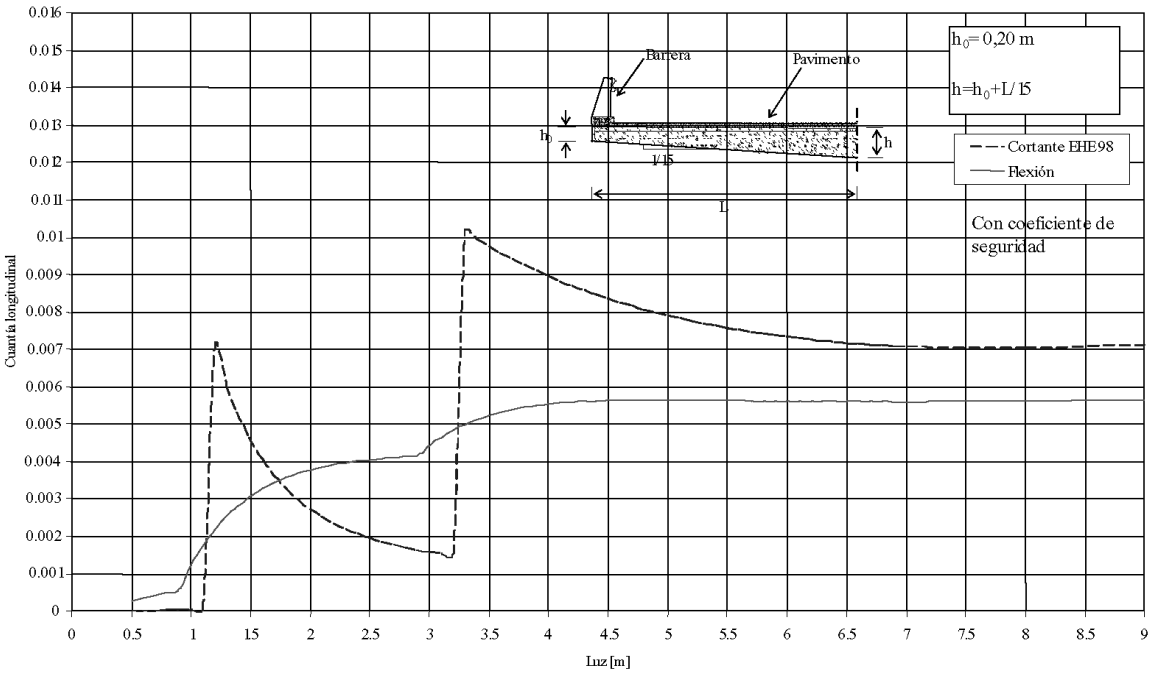


Figura 8. Cuantía longitudinal necesaria por flexión y por cortante sin armadura transversal, según la EHE.

para una luz próxima a 3.00 m. Ello es debido a que, para menos de 1.00 metro el carro no puede actuar sobre el voladizo y que para menos de 3.00 metros, sólo se sitúa en el voladizo una fila de ruedas, mientras que para valores mayores, se introduce también la segunda fila. Ello provoca un salto brusco en la cuantía de cortante y una discontinuidad en la pendiente de la curva que representa la cuantía necesaria por flexión.

Esta figura muestra claramente que existen zonas importantes (luces de voladizo comprendidas entre 1 y 1.5) y luces superiores a 3.25 metros en las cuales si, como es uso habitual, se dimensiona la armadura del apoyo por flexión sería necesario utilizar armadura transversal de cortante. Por otra parte, esta figura indica que la opción de dimensionar la armadura longitudinal para evitar la armadura de cortante no es adecuada puesto que ello supondría duplicar y hasta triplicar la cuantía.

La Figura 8 muestra, además, el rango de cuantías utilizadas en este tipo de elementos, comprendidas entre la cuantía mínima de flexión y valores inferiores al 6‰.

En la Figura 9 se muestran los mismos resultados en otra presentación. Se representa la seguridad frente a esfuerzo cortante cuando la cuantía longitudinal dispuesta es la cuantía estricta de flexión, lo cuál se aproxima a la realidad de la práctica profesional.

Se observa en la Figura 9 que, eliminando el caso de voladizo mínimo, para un voladizo típico de 3.5 metros, la seguridad a cortante se vería reducida en un 25%, aproximadamente, respecto de los criterios establecidos en la EHE.

Con objeto de estudiar la influencia del modelo aplicado, en la Figura 10 se repite el análisis de la Figura 9, considerando los modelos de la EH-91[3], la propuesta actual para el nuevo EC2[5] y la propuesta por la RPH[6]. Se puede ver que todos estos modelos resultan algo menos desfavorables que el modelo de la EHE y ello mejora considerablemente la situación para un voladizo muy corto. No obstante, el problema formal persiste, puesto que en todos los casos se obtiene una seguridad inferior a la nominal (del orden de un 15 a un 20%). Estos resultados son válidos en términos cualitativos y muy parecidos en términos cuantitativos como queda reflejado en la referencia [7] para otras geometrías de voladizo (h_0=0.15 a 0.25, p=10:1,15:1,20:1)

3.3 Muros de contención

Los muros son otros elementos estructurales proyectados tradicionalmente sin armadura transversal de cortante. Este estudio pone de manifiesto que normalmente requieren muy pequeñas cuantías de armadura longitudinal y para estos valores, con la normativa vigente, en muchos casos es necesario utilizar armadura transversal de cortante.

Metodología – En el caso de muros de contención en voladizo, se ha estudiado la altura a partir de la cual resulta necesario, disponer armadura de cortante. La metodología seguida es similar a la adoptada para el análisis de los voladizos.

El procedimiento se puede resumir en los siguientes pasos:

- Se fijan, en primer lugar, los parámetros geotécnicos y la geometría del muro (ángulo de rozamiento interno φ, densidad de las tierras γ, ángulo del talud del trasdos β, canto superior del muro h_{sup}, y pendiente de trasdos en muro *1H:pV*)

- Se hace variar la altura, y se dimensiona la cuantía de armadura necesaria por flexión, ρ_{Md}.

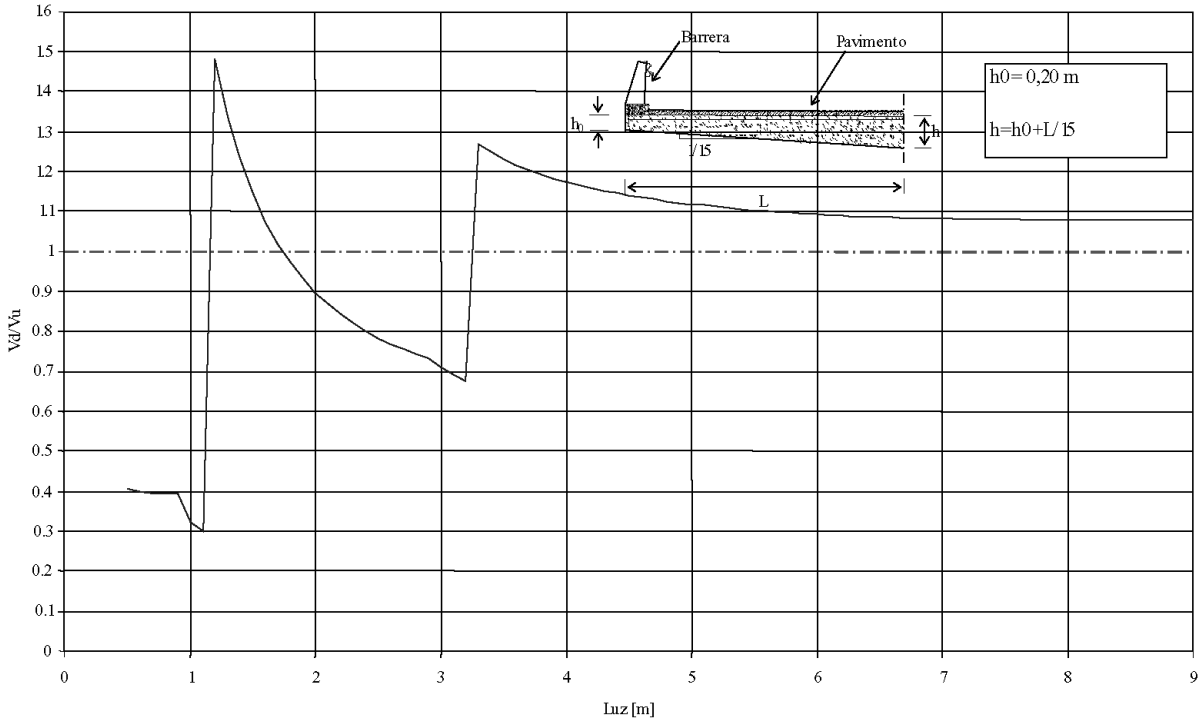


Figura 9. Seguridad frente a cortante Vd/Vu para cuantía longitudinal estricta de flexión.

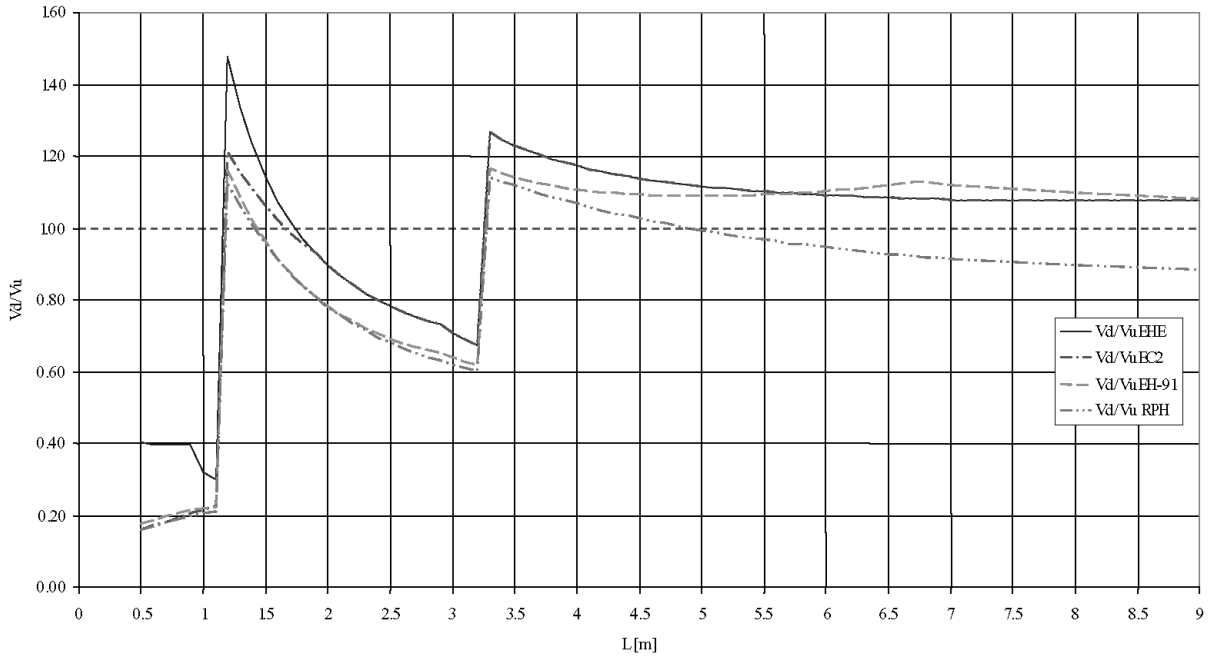


Figura 10. Seguridad frente a cortante Vd/Vu para cuantía longitudinal estricta de flexión.

- Se dimensiona la cuantía necesaria por cortante, ρ_{Vd}.

- Cuando $\rho_{Vd}>\rho_{Md}$ el muro requiere, en teoría armadura de cortante, puesto que no resulta económico ni constructivamente viable incrementar la armadura de tracción para evitar la colocación de armadura transversal de cortante.

Resultados - Este análisis se ha llevado a cabo para los siguientes parámetros base: $h_{sup}=0.30$, $\varphi=30º$, $\beta=0,15$ y $30º$, $\gamma=20kN/m^3$, $p=10$.

En la Figura 11, se representa la cuantía de armadura longitudinal necesaria por flexión y por cortante para un muro en voladizo, con las condiciones que allí se indican, en función de la altura del mismo. Este gráfico indica que sería necesario empezar a disponer armadura de cortante para una altura del orden de 6.00 metros. La cuantía de armadura longitudinal en este tipo de elementos se sitúa, como puede verse, para alturas normales (h<10-12 m) entre la cuantía mínima y el 4‰.

En la Figuras 12 y 13 se muestra el mismo gráfico que en la Figura 11 pero esta vez considerando un ángulo de inclinación de las tierras en el trasdos, β, de 15º y de 30º. Se puede ver que para 15º la altura a partir de la cual resulta necesaria armadura de cortante es de 5.75 m y para 30º, de 3.5 m.

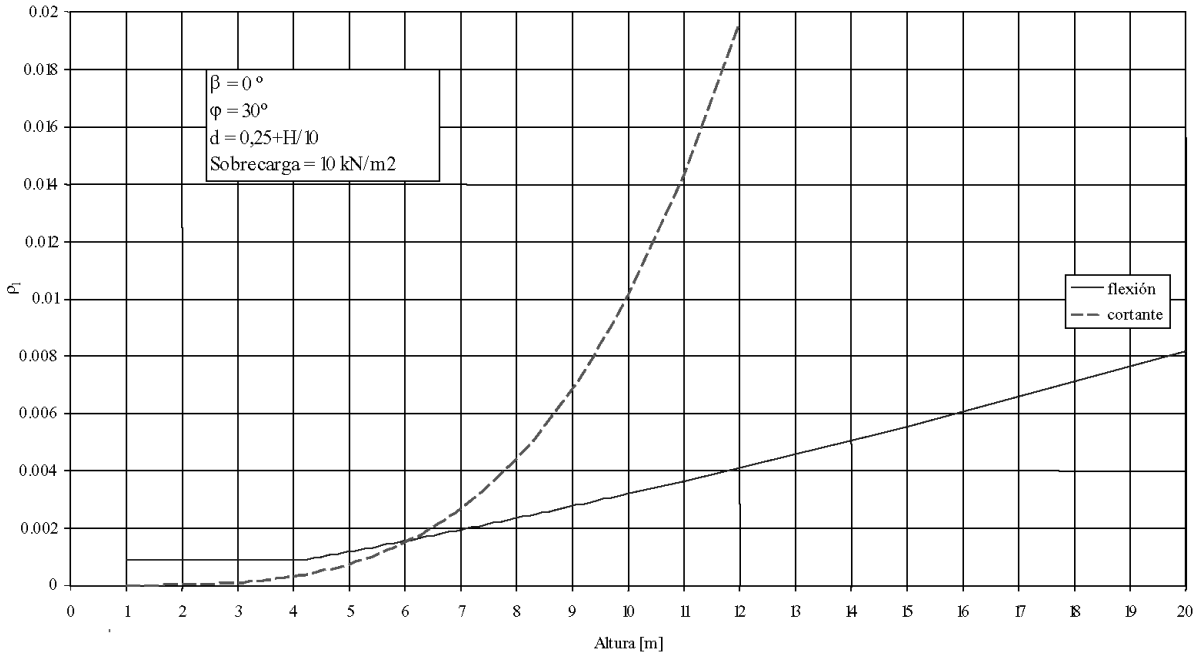


Figura 11. Cuantía de armadura longitudinal necesaria por flexión y por cortante en un muro de contención (β=0).

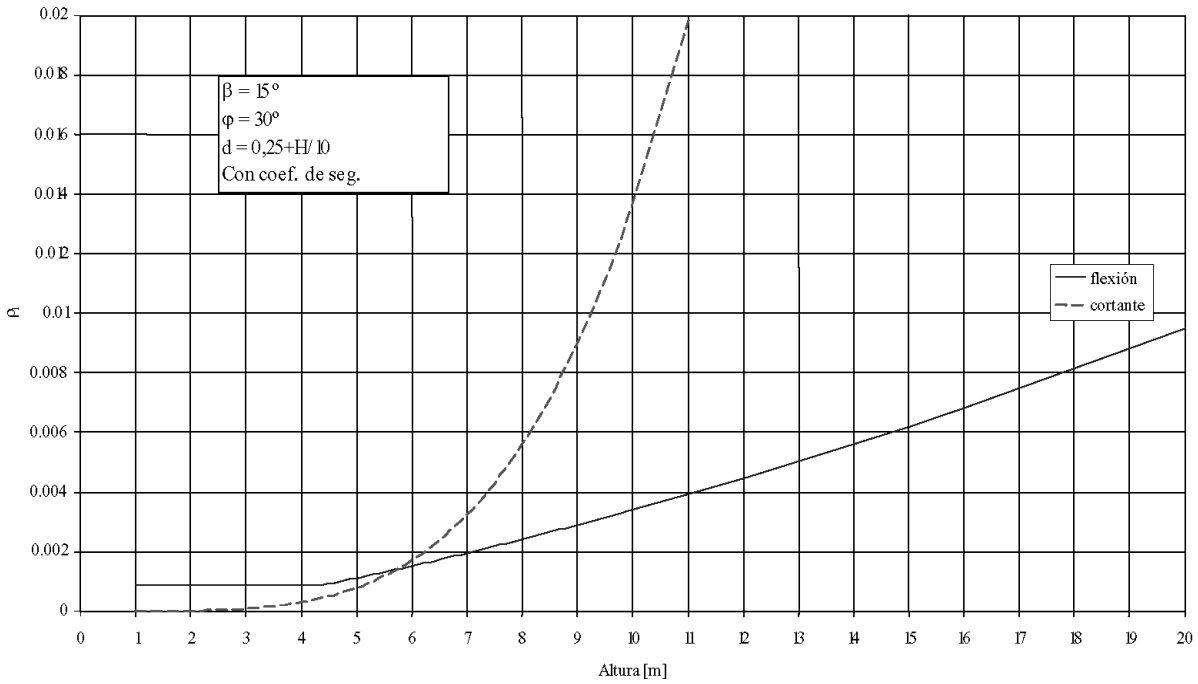


Figura 12. Cuantía de armadura longitudinal necesaria por flexión y por cortante en un muro de contención (β=15º).

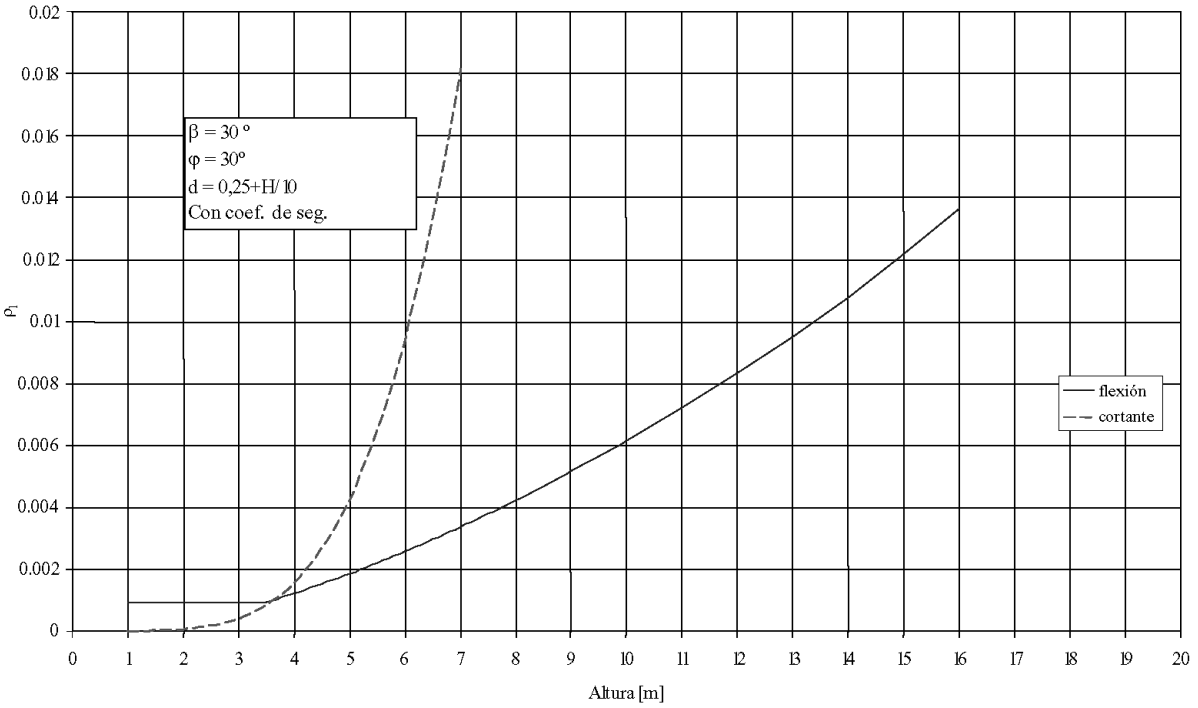


Figura 13. Cuantía de armadura longitudinal necesaria por flexión y por cortante en un muro de contención (β=30º).

En la referencia [7] se demuestra que los resultados anteriores son muy poco sensibles a la geometría del muro (valores de h_{sup} comprendidos entre 0.2 y 0.40 y pendiente de trasdos de 1:15 en lugar de 1:10).

Sin embargo, los resultados cambian en función de la normativa utilizada. Como muestra de este hecho se presenta en la Figura 14 la relación entre el cortante último y el cortante de cálculo en función de la altura del muro para las formulaciones de la EHE, EH-91, última propuesta de Eurocódigo[5] y la propuesta de las *Prescripciones adicionales a la EHE para puentes de hormigón* [6] (también conocida como RPH). Como puede verse, para el caso básico de β=0, la altura en la que se empieza a necesitar armadura de cortante varía entre 6.2 m para al EHE y 9.7 m para la RPH.

4. UN EXAMEN DE LA EXPERIMENTACIÓN DISPONIBLE

La Figura 15, tomada de [8] [11] muestra la base experimental de la propuesta del MC-90, que coincide con la de la

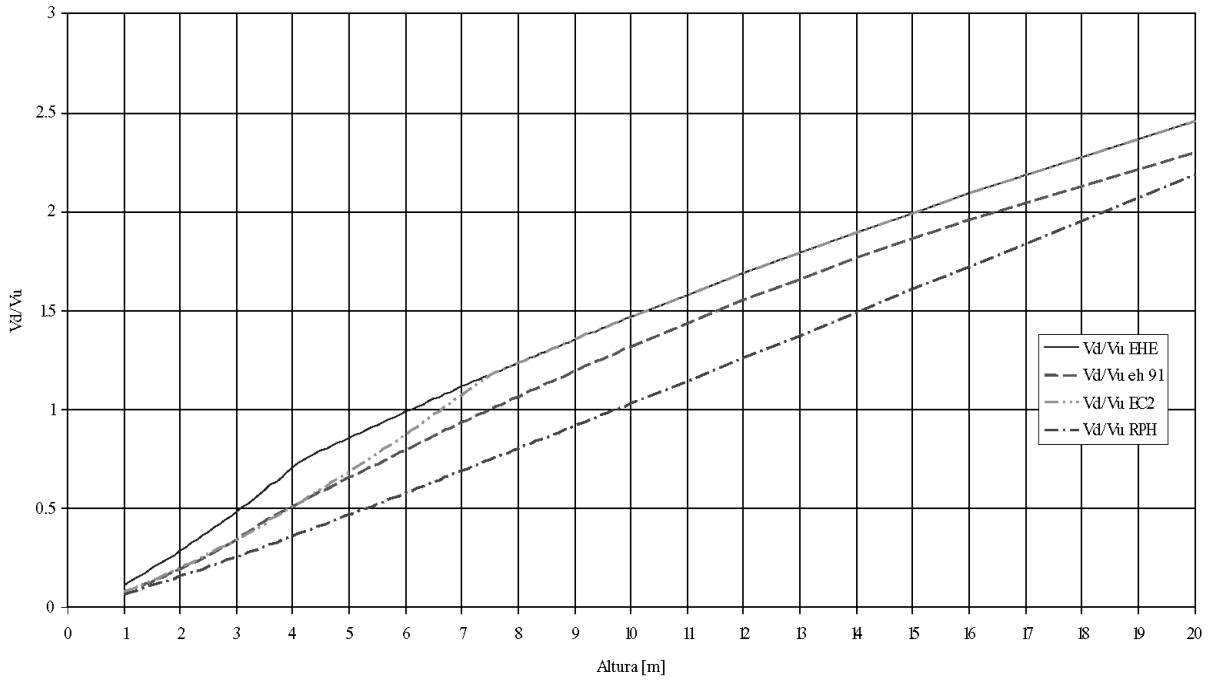


Figura 14. Vd/Vu en función de la altura del muro. Comparación entre distintas normativas (β=0).

EHE para la comprobación a cortante de elementos sin armadura transversal.

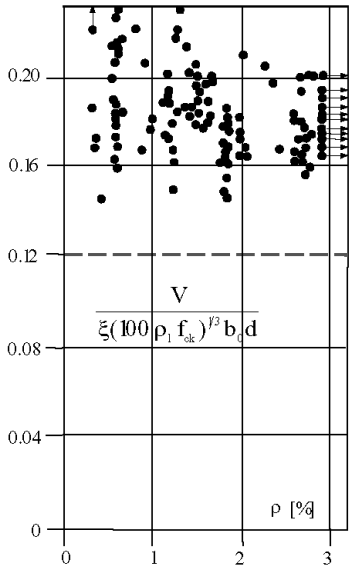


Figura 15. Contrastación de la formulación de la EHE con la experimentación disponible.

Se observa que el valor medio de $\frac{V}{\xi(100\rho f_{ck})^{1/3} b_0 d}$ es del orden de 0.18. El valor de la normativa de 0.12 corresponde a este valor medio dividido por un coeficiente de seguridad de γ_c =1.50. Ello indica que la propuesta no parece extremadamente conservadora, como se podría pensar en un principio. No obstante, también debe observarse que en esta base hay muy pocos resultados correspondientes a cuantías bajas (menores de 5‰).

La Figura 16 muestra el mismo análisis, pero limitado a cuantías de armadura longitudinal pequeñas y utilizando la base de datos más amplia disponible actualmente para elementos sin armadura transversal (Kuchma, Reineck et al [9] (2003)).

A partir de esta figura, se pueden sacar conclusiones muy similares a las ya formuladas anteriormente para la Figura 15, es decir, que el modelo de la EHE no parece excesivamente conservador. En todo caso, se vuelve a poner de manifiesto que el número de ensayos disponibles para cuantías pequeñas (inferiores al 5‰) es escaso y que parece necesario llevar a cabo un esfuerzo por completar la experimentación en este campo.

En este mismo sentido es interesante hacer notar que la base de datos de la referencia [10] contiene un total de 398 ensayos. De estos solamente 35 tienen una cuantía inferior a 0.85%, es decir un 8.8%. Este dato es extraño si se piensa que la gran mayoría de elementos sin armadura de cortante que se dan en la práctica profesional tienen cuantías bajas y pone de manifiesto una cierta desconexión entre el mundo de la investigación y el mundo de la práctica profesional. Como ya se ha avanzado, una posible explicación de este hecho podría estar en las dificultades que entraña obtener una rotura por cortante en elementos con cuantías bajas. Este aspecto se discute con más profundidad en el apartado 5.

Además, todos los ensayos utilizados en la base de datos de la referencia [9] corresponden a ensayos de elementos isostáticos, con cargas puntuales generalmente dos y separadas del apoyo al menos 2.4 veces el canto útil del elemento. Estas condiciones de ensayo se justifican por distintas razones. En primer, lugar casi todos los ensayos disponibles son sobre elementos isostáticos. En segundo lugar, los ensayos utilizados en la base de datos tienen las cargas suficientemente alejadas del apoyo para evitar que parte de la carga se transfiera direc-

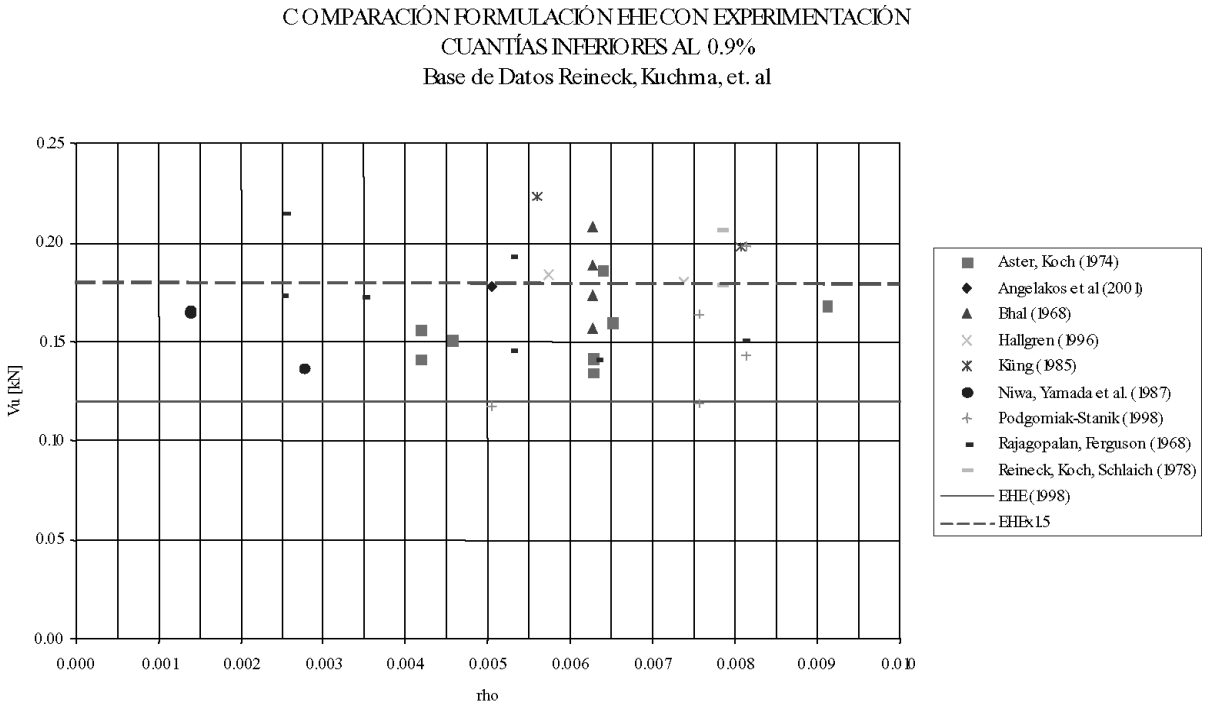


Figura 16. Contrastación de la formulación de la EHE con la experimentación disponible.

tamente por efecto arco o biela comprimida. Se trata de medir la resistencia a cortante sin interferencia de otros efectos que puedan complicar la interpretación del fenómeno.

En cualquier caso la situación de las estructuras reales es diferente. Los elementos estructurales analizados están sometidos a cargas distribuidas y muchas veces son hiperestáticos.

Para tener en cuenta el efecto de la carga uniformemente distribuida y especialmente la carga próxima al apoyo, se comprueba el cortante a un canto del apoyo. En estos elementos sin armadura transversal parece que la influencia de la carga próxima al apoyo pudiera quedar subestimada solo considerando el cortante a un canto del apoyo y podría ser necesario utilizar una sección de control mas alejada, incluso a una distancia de 2.5 d. Este es un aspecto que debe ser investigado experimentalmente y que hoy por hoy no existen datos suficientes para sacar una conclusión definitiva.

Solomente para dar una idea de la influencia de este aspecto en la Figura 17, se muestra el análisis presentado anteriormente para voladizos de puentes comprobando el cortante solicitante a *d* y a 2.5*d*. Se puede observar que en el segundo supuesto la situación mejora considerablemente y con esta hipótesis el elemento no necesitaría armadura transversal de cortante.

Por último, la hiperestaticidad puede contribuir a modificar algunos mecanismos de la capacidad resistente a cortante de elementos sin armadura. Particularmente, en este sentido hay que destacar los estudios de Collins y sus colaboradores [14,15,16] que recogen a través del método de la teoría del campo de compresiones modificada (MCFT) la interacción entre cortante y flector, un aspecto ignorado por la normativa europea pero recogido en el AASHTO LRFD[17] y la normativa canadiense CSA [18]. Este aspecto tampoco esta suficientemente estudiado experimentalmente y puede ser muy importante debido a que los elementos que se dan en la práctica son elementos con secciones fuertemente solicitadas simultáneamente a flexión y cortante (apoyos de vigas continuas o secciones de empotramiento de voladizos).

5. PLANTEAMIENTO DE UN PROGRAMA EXPERIMENTAL

El planteamiento de este programa experimental, persigue, especialmente, caracterizar el comportamiento a cortante de las losas que conforman los cajones portuarios, debido a que este trabajo se desarrolla, como ya se ha indicado, dentro del marco de un convenio con Puertos de Estado. Este hecho condiciona, de alguna manera, las dimensiones de los elementos a ensayar. El cajón portuario se compone de tres elementos principales: la losa de cimentación (0.6 a 0.7 de canto), las losas que forman las paredes exteriores (~40 cm de canto) y las losas que forman las paredes interiores (~25 cm de canto). Todos estos elementos tienen una luz de aproximadamente 4.00 metros y unas cuantías tipo definidas. Estos valores se indican en la Tabla 1.

La primera idea es plantear un ensayo clásico de un elemento simplemente apoyado sometido a dos cargas puntuales y otro de idénticas características pero sometido a carga uniformemente distribuida (ver Figura 19). En el primer caso, con objeto de eliminar la influencia de la entrada directa de parte de la carga al apoyo, resulta necesario que la distancia entre el apoyo y la carga, *a*, sea superior 2.5 veces el canto útil, *d*. Por otra parte, en un ensayo de este tipo resulta imprescindible que la cuantía de armadura longitudinal sea aproximadamente la que se dispone en los elementos reales. Ello limita mucho los grados de libertad que se tienen a la hora de diseñar los ensayos y puede ocurrir que sea difícil obtener una

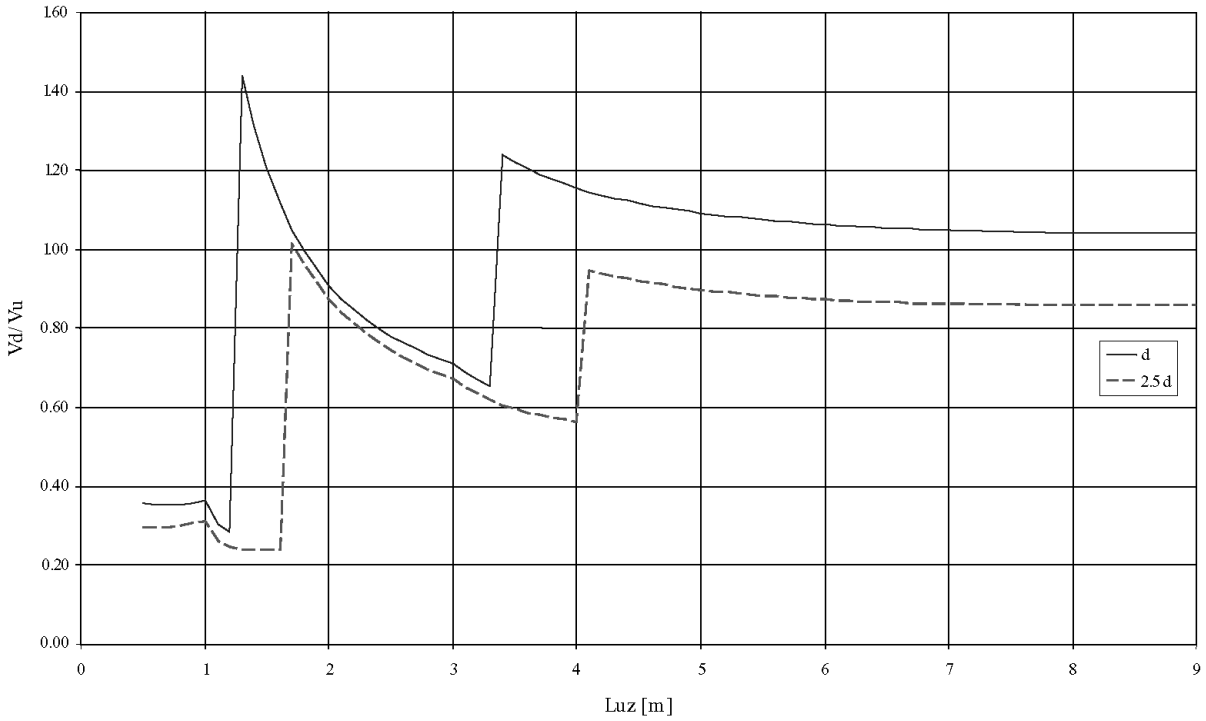


Figura 17. Seguridad frente a cortante según el modelo de la EHE para *x=d* y para *x=2.5 xd.*

Tabla 1. Dimensiones y cuantías típicas en cajones portuarios

Elemento	Luz tipo	Canto Tipo	Cuantía Tipo
Losa de cimentació	4.05	0.6-0.7	0.3-0.6%
Pared Exterior	4.05	0.4	0.3 a 0.4 %
Pared Interior	4.05	0.25	0.2 a 0.3 %

rotura por cortante antes de que se produzca la rotura por flexión. En este sentido parece claro que las predicciones que se hacen del momento último tienen, en principio, mayor precisión que las que se hacen del cortante último y no queda claro en qué medida resulta necesario cubrirse para provocar la rotura por cortante antes que por flexión. Sin embargo, este aspecto se puede evaluar a partir de la experimentación existente, calculando el valor teórico del momento último (a partir de resistencias medias) y comparándolo con el momento existente en el momento en que se produce la rotura por cortante. La determinación de este *coeficiente de seguridad* permitirá diseñar ensayos con unos márgenes similares a éstos que se han desarrollado con éxito. Este análisis se detalla en la Figura 18.

Como puede verse, el margen frente a una rotura por cortante no resulta demasiado importante en estos ensayos (las excepciones corresponden al uso de acero de alto límite elástico), aunque parece lógico intentar mantener un margen para la relación entre el momento último de la sección y el momento teórico que se da en la viga al producirse la rotura por cortante de, al menos, $M_{u,Teórico}/M_{,\ Rotura\ por\ cortante,\ teórica} > 1.5$.

En la tabla 2, se hace una valoración del margen que se obtendría para todo el rango de variación de cuantías. El cortante de rotura (V_u), se supone igual al cortante teórico de la EHE multiplicado por un factor de 1.5. El momento que habría al producirse la rotura por cortante se calcula como $V_u \times a$ y el momento último se determina considerando valores característicos de la resistencia de los materiales.

De la tabla 2, se desprende que no resulta siempre fácil disponer de un margen adecuado frente a una rotura por flexión que permita garantizar el éxito del ensayo en el sentido en que se pueda realmente medir la seguridad frente a una rotura por cortante, particularmente para el rango de cuantías bajas que se desea estudiar, hasta tal punto que en algunos elementos se produciría teóricamente una rotura por flexión antes que una rotura por cortante. Esta situación empeora en el caso de los ensayos con carga distribuida. No obstante, al margen del análisis teórico, el diseño de los ensayos deberá ajustarse a partir de los resultados de los primeros ensayos.

Este resultado ha llevado a plantear una segunda posibilidad que consiste en ensayar un elemento hiperestático. La idea general es que aprovechando la ductilidad de las secciones se puede aumentar la capacidad para resistir una carga exterior y evitar que la rotura se produzca por flexión sobrearmando una zona del elemento que no esté próxima al apoyo y no altere la cuantía del mismo.

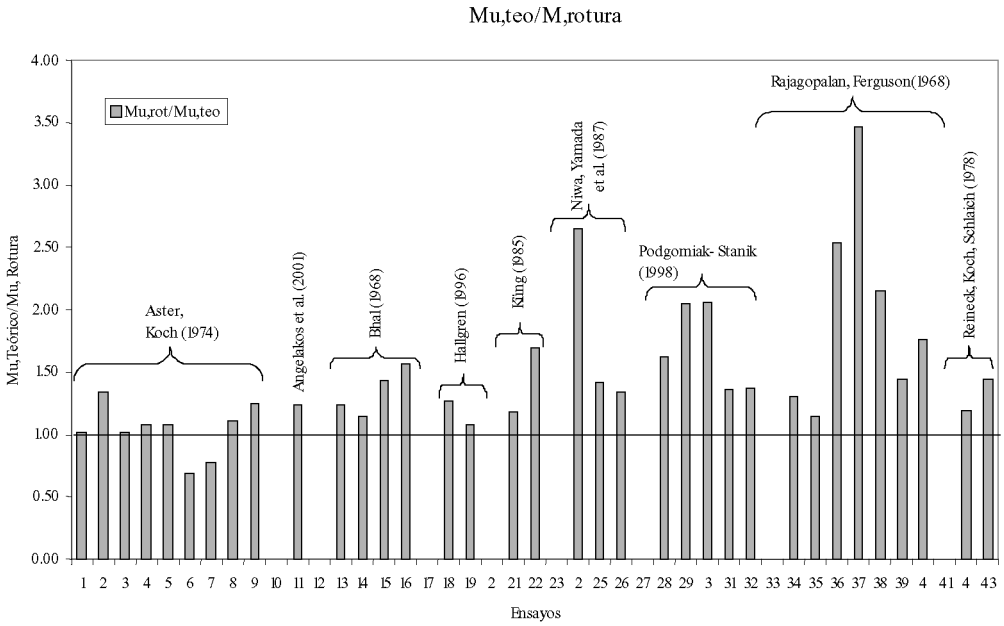


Figura 18. Margen frente a una rotura por flexión previa a la de cortante. Ensayos con cuantías bajas [10]

Tabla 2. Margen frente a una rotura por flexión previa a la de cortante-
Ensayos isostáticos con 2 cargas puntuales. Ensayos para cajones portuarios

ELEMENTO Y ARMADURA	*fc*	*fy*	*b*	*h*	*d*	*a/d*	*As*	rho,l	*Vu,EHE*1.5*	M,rot	Mu, teo	Mu,teo/Murot
** LOSA DE CIMENTACIÓN*												
5Ø16	*35*	*500*	*500*	*700*	*650*	*2.5*	*1005*	0.0031	*201.18*	326.9	322.38	**0.99 !**
5Ø20	*35*	*500*	*500*	*700*	*650*	*2.5*	*1570*	0.0048	*233.43*	379.3	499.89	**1.3178**
5Ø25	*35*	*500*	*500*	*700*	*650*	*2.5*	*2455*	0.0076	*270.95*	440.3	772.55	**1.7547**
**PARED EXTERIOR*												
10Ø12	*35*	*500*	*500*	*400*	*350*	*2.5*	*565*	0.0032	*124.12*	108.6	97.53	**0.89 !**
**PARED INTERIOR*												
3Ø12	*35*	*500*	*500*	*250*	*200*	*2.5*	*339*	0.0034	*82.11*	41.1	33.42	**0.81 !**

El esquema sería el de una viga hiperestática con un tramo central con armadura importante y dos tramos laterales cortos. En la zona del vano central, se podría disponer una cuantía de armadura importante que no afectara a la cuantía dispuesta en la zona de apoyo donde se produciría la rotura por cortante en zona de momentos negaticos. En la Figura 20, se muestra una figura del esquema propuesto (para ambos tipos de carga considerados – carga puntual y carga distribuida).

Estos ensayos tienen un segundo punto de interés que es el estudio de la influencia de la interacción cortante-flexión que se podrá cuantificar en cierta medida por comparación con los ensayos isostáticos.

La hipótesis de que comprobar el cortante a un canto útil del apoyo puede ser demasiado conservadora podrá contrastarse a partir de la comparación entre los ensayos con carga puntual con los ensayos con carga repartida.

6. CONSIDERACIONES FINALES

De con los distintos aspectos tratados en los apartados anteriores y los resultados preliminares obtenidos se pueden exponer las siguientes consideraciones finales.

- Se han analizado una serie de elementos estructurales de uso frecuente en el proyecto de diferentes tipos de estructuras de hormigón. De este análisis se concluye que siem-

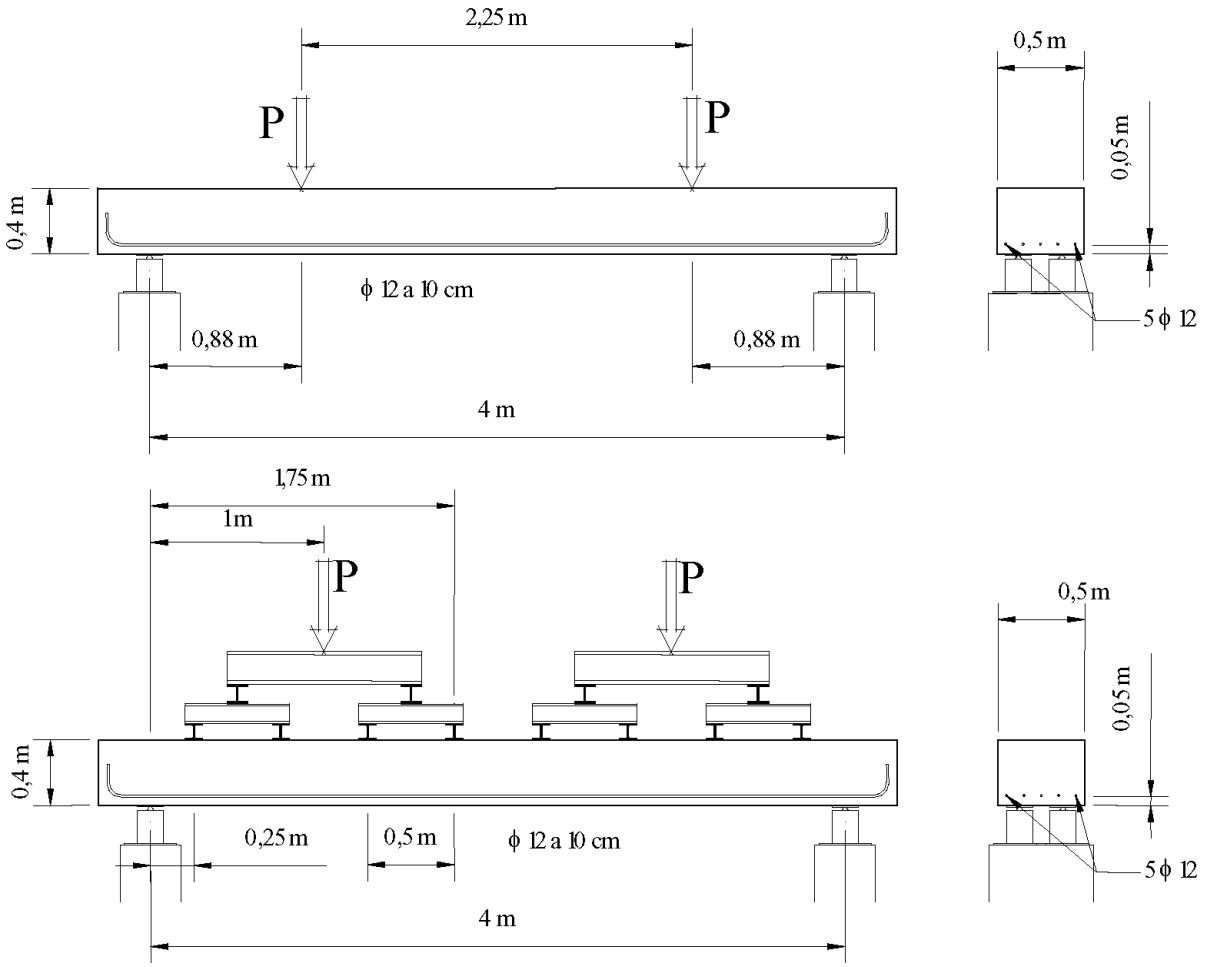


Figura 19. Esquema propuesto para ensayo de cortante isostático [10].

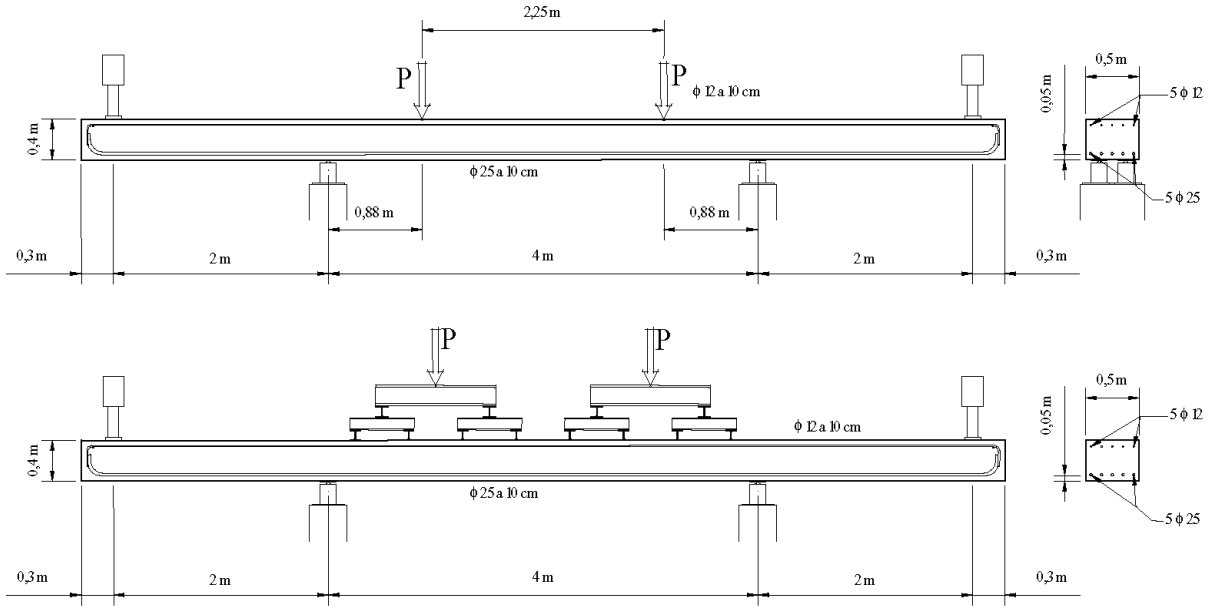


Figura 20. Esquema propuesto para ensayo de cortante hiperestático [10].

pre se trata de elementos con muy baja armadura longitudinal de flexión y, consecuentemente, de acuerdo con las prescripciones de la normativa vigente con pequeña capacidad resistente a cortante sin armadura transversal. Esta podría obligar a la necesidad de utilización de armadura transversal en muchos casos donde tradicionalmente no se ha utilizado.

- La EHE propone un procedimiento deducido a partir de la experimentación existente, que coincide con el utilizado

por el Ec2 prEN 1992-1 *[5]*, el Código Modelo de 90, la nueva norma DIN y en general la normativa europea más moderna. La capacidad resistente dada para elementos sin armadura transversal es ligeramente inferior a la que se proponía en la EH-91, que era la que utilizaba el EC2 antiguo ENV 1992-1 [13] y el Código Modelo del 78 y que estima una capacidad resistente de elementos sin armadura transversal.

- La utilización de la EH-91 ya habría conducido a la introducción de armadura transversal en muchos elementos sometidos a cortante, pero su no aplicación ha mantenido los usos constructivos desarrollados con la utilización de Instrucciones anteriores.

- La experimentación existente pone de manifiesto la dependencia de la capacidad resistente a cortante de la armadura longitudinal de flexión. Esta es más importante a medida que las cuantías disminuyen, que es la situación de la mayoría de los elementos estructurales sin armadura de cortante más frecuentemente utilizados. Además, un estudio detallado con la experimentación disponible con cuantías bajas pone de manifiesto que la capacidad resistente deducida con la expresión propuesta en la EHE no queda excesivamente del lado de la seguridad.

Existen muy pocos resultados experimentales con cuantías bajas. Del banco de datos más actualizado y depurado disponible, recientemente publicado, con cerca de 400 ensayos solo el 8,8 % tienen cuantías menores de 1%.

Se ha puesto en evidencia la dificultad de realizar ensayos con estas cuantías tan bajas porque no siempre es posible garantizar la rotura por cortante.

Los ensayos disponibles representan situaciones adecuadas para medir la capacidad resistente de elementos sin armadura transversal, evitando acercar la carga a los apoyos. Los ensayos no representan el efecto de las cargas próximas a los apoyos que se tratan de forma simplificada considerando el cortante de proyecto a un canto del apoyo. Esta situación puede no ser realista en este tipo de elementos. Los ensayos no tienen en cuenta la hiperestaticidad, que se presenta en muchos caso reales.

Parece imprescindible completar la experimentación para cuantías bajas y estudiar la influencia de las cargas próximas a los apoyos y los efectos de la hiperestaticidad.

- Se plantea un plan de experimentación, dentro del convenio de investigación entre la Fundación Agustín de Bethancourt y Puertos del Estado, que aborda todos estos problemas.

7. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado en el marco del convenio firmado entre La Fundación Agustín de Bethancourt y Puertos del Estado con el objetivo de redactar un Manual para el Diseño de Cajones Portuarios. Los autores desean manifestar su agradecimiento a Puertos del Estado por su apoyo a esta investigación.

8. BIBLIOGRAFÍA

[1] CEN. *ENV 1992-1 Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1 : General Rules and Rules for Buildings.*

[2] Comisión Permanente del Hormigón. *EHE Instrucción de Hormigón Estructural*. Ministerio de Fomento. Madrid. 1999. 5ª Edición.

[3] Comisión Permanente del Hormigón. *EH-91 Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado*. Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Medio Ambiente. Madrid. 1992.

[4] Ministerio de Fomento. *IAP – Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. 1996

[5] CEN *prEN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings Part 1.* Final Draft – Stage 49 (April 2003)

[6] Ministerio de Fomento. Dir. General de Carreteras. *Prescripciones complementarias a la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE) relativas a Puentes de Carretera*.(RPH) Octubre 2001.

[7] Corres, H., Pérez, A. Padilla, P. *Caracterización de elementos con posibles problemas de rotura por cortante*. Nota Técnica elaborada dentro del marco del Convenio entre Puertos del Estado y la Fundación Agustín de Betancourt para la redacción de un Manual de Diseño de Cajones Portuarios.

[8] Walraven, J.C. *Background document for EC-2, Chapter 6.2 Shear*. January 2002.

[9] CEB-FIP *Model Code 1990*. Bulletin d'Information Nº213/214. May 1993.

[10] Reineck, K.H., Kuchma, D.A., Kang Su Kin, Marx, S. *Shear Data Base for Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement*. ACI Structural Journal 100 (2003), No. 2, March-April, 240-249.

[11] Regan, P.E., *Ultimate Limit State Principles: Basic design for moment, shear and torsion*, in *fib* Textbook on Structural Concrete, Vol2, pp. 141-223.

[12] Kani, G.N.J. *Basic Facts Concerning Shear Failure*. ACI Journal. June 1966.

[13] CEB-FIP *Model Code 1978*. Bulletin d'Information Nº124/195.1978.

[14]. Vecchio, F. , Collins, M. *Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using Modified Compression Field Theory*. ACI Structural Journal. Mayo-Junio 1988.

[15] Collins, M., Bentz, E. *Predicting the Shear Response of Reinforced Concrete Structures, 1955 to 1999*. Departament of Civil Engineering, University of Toronto 2000.

[16] Collins, M., Mitchell, D. Adebar, P. Vecchio, F. *General Shear Design Method. ACI Structural Journal.* Enero-Febrero 1996.

[17] AASHTO. *LRFD Bridge Design Specifications and Commentary.1994.* American Association of State Highway Officials. Washington 1994.

[18] CSA Committee A23.3 *Design of Concrete Structures: Structures (Design) – A National Standard of Canada*. Canadian Standards Association. Rexdale. Diciembre 1994.

Diseño de un ensayo para el estudio experimental del anclaje de armaduras pasivas en nudos C-C-T

Design of a test for experimental analysis of passive reinforcement anchorage in C-C-T joints

♦
Pedro F. Miguel Sosa
♦
José R. Martí Vargas
♦
Miguel Ángel Fernández Prada
♦
Mª Carmen Castro Bugallo
♦
José Luis Bonet Senach
♦
Pedro Serna Ros
Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil.
Univesidad Politécnica de Valencia
♦
Manuel L. Romero García
Departamento de Tecnología
Universitat Jaume I

RESUMEN

En este artículo se presenta el prototipo diseñado para desarrollar el proyecto de investigación que se está desarrollando en el Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Valencia para el estudio del comportamiento del sistema anclaje-nudo en regiones D, con la finalidad de proporcionar al proyectista una herramienta o fórmula de diseño que le permita cuantificar la longitud necesaria para el anclaje de la armadura en nudos C-C-T en función del ángulo de inclinación de la biela.

Para ello se ha previsto un programa de ensayos de laboratorio que reproduzcan las condiciones de este tipo de nudos y permitan determinar el esfuerzo equilibrado en el nudo y el transferido por anclaje.

Se describe el ensayo diseñado incluyendo la definición geométrica de la probeta tipo, el sistema de carga y apoyo, los dispositivos de medida, así como el programa de ensayos previsto.

SUMMARY

In this paper the prototype designed for the research project about the analysis of the anchorage-joint system behaviour in D regions which is being developed in the Dept. of Construction Engineering and Civil Engineer Projects is presented. The main objective in this experimental investigation is the development of an easy tool or a practical design formula to evaluate the necessary anchorage length of passive reinforcement in C-C-T joints as a function of the strut angle orientation.

So that, it has been planned a laboratory test program to reproduce the conditions of these kind of joints where is possible the evaluation of the force equilibrated in the joint and the effort transmitted directly to the anchorage.

It is described the experimental program including the geometry of a typical specimen, the load support system, the measurement device, and the test program scheduled.

1. INTRODUCCIÓN

La actual instrucción EHE (4), siguiendo al Código Modelo CEB-FIP 90(3), ha adoptado el método de las bielas y tirantes como método general para el proyecto y cálculo de las llamadas regiones D. Este método fue propuesto como un método general para el diseño y cálculo de estructuras de hormigón por Schlaich (11) y se ha ido incorporando paulatinamente a las diferentes normas nacionales e internacionales por su racionalidad y sencillez conceptual. En consecuencia, la EHE incorpora en el articulado fórmulas de diseño basadas en este método para proyectar los elementos estructurales más comunes sometidos a las cargas usuales (ménsulas cortas vigas de gran canto, zapatas rígidas, zonas en el entorno de cargas concentradas, etc.).

Pero el método de las bielas y tirantes no sólo constituye una herramienta muy útil para el buen diseño y dimensionamiento de las armaduras sino que permite describir los aspectos fundamentales del comportamiento estructural de las regiones D. Con este método se puede determinar la cuantía de las armaduras así como su adecuada posición, distribución y anclaje. Por consiguiente, resulta adecuado para diseñar las zonas de unión entre elementos de hormigón, sobre las que actúan normalmente cargas concentradas. El conocimiento con mayor nivel de detalle del comportamiento resistente puede evitar fallos o patologías que provengan, por ejemplo, de algún error de diseño en los anclajes y permite, además, un más adecuado y optimizado diseño de la geometría y armado de estos elementos.

Las investigaciones más recientes relativas al método de las bielas y tirantes tienen tres vertientes fundamentales:

- por un lado, se están desarrollando modelos que simulen el comportamiento de bielas y tirantes generando el esquema resistente interno óptimo usando procesos evolutivos (8, 9),
- por otro lado, se analiza el complejo comportamiento de las zonas nodales de encuentro entre las bielas o entre éstas y los tirantes (5, 6, 7, 10, 12 14),
- y, finalmente, se utiliza el método de bielas y tirantes para explicar los resultados obtenidos en elementos o regiones ensayadas experimentalmente (1, 2, 13).

Una de las situaciones habituales de aplicación del método de las bielas y tirantes es en el entorno de las reacciones de las vigas o en el caso de la existencia de cargas puntuales aplicadas, como sucede en los apoyos a media madera o ménsulas cortas (Figura 1).

En algunos casos, la longitud de resguardo o las dimensiones geométricas de estos elementos puede no ser suficiente para anclar eficazmente la armadura traccionada mediante alguno de los dispositivos de anclaje normalizados. No obstante, las condiciones de adherencia mejoran notablemente en presencia de fuertes compresiones transversales a la armadura, debidas a la actuación de cargas concentradas o reacciones. Por ello, sería interesante verificar en qué medida puede reducirse la longitud de anclaje en estas circunstancias.

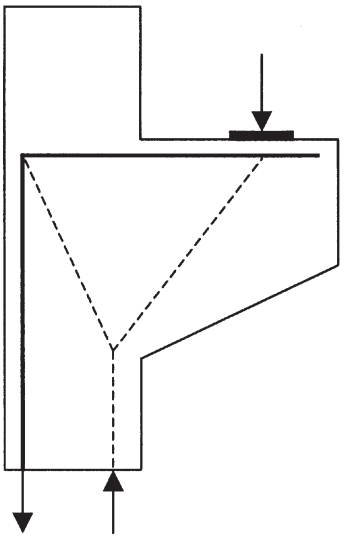


Figura 1. Anclaje en punta de una ménsula corta. Esquema resistente de bielas y tirantes.

Por ese motivo, se solicitó y fue concedido el proyecto de investigación titulado "Estudio teórico-experimental del comportamiento de regiones D aplicado a apoyos a media madera para elementos prefabricados de hormigón", código GV-01-301, dentro del Plan Valenciano de I+D de la Generalitat Valenciana, 2001. En el contexto de este Proyecto se ha desarrollado el trabajo experimental que se describe en este artículo.

2. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

El objetivo general de esta investigación es el estudio del comportamiento del sistema anclaje-nudo en regiones D, con la finalidad de proporcionar al proyectista una herramienta o fórmula de diseño que le permita cuantificar la longitud necesaria para el anclaje de la armadura en nudos C-C-T, considerando la tracción que se equilibra en el nudo, en función del ángulo de inclinación de la biela.

Para ello, se ha diseñado un programa de ensayos de laboratorio que reproduzcan las condiciones de este tipo de nudos y permitan determinar el esfuerzo equilibrado en el nudo y el transferido por anclaje, de acuerdo con el esquema de fuerzas que se observa en las Figuras 2 y 3.

De acuerdo con los objetivos planteados, el principal resultado será la obtención de la distribución de esfuerzo en la armadura a lo largo del conjunto Nudo-Anclaje. (Figura 4).

3. DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

En este apartado se describe el ensayo diseñado incluyendo la definición geométrica de la probeta tipo, el sistema de carga y apoyo, los dispositivos de medida, así como el programa de ensayos previsto, que en este momento está en fase de desarrollo.

3.1. Diseño del ensayo

Para la materialización del ensayo se plantearon distintas alternativas. Después de una fase de evaluación y análisis de la viabilidad de las mismas, se optó por emplear una probeta tipo cuyas características se definen en este apartado y como soporte del ensayo un marco metálico autoportante (Fotografía 1 (d)).

- *Probeta tipo*

Las probetas utilizadas para estos ensayos están formadas por dos bloques paralalepipédicos de hormigón, unidos en su parte inferior por la armadura objeto del estudio y en su parte superior por una rótula de acero (Fotografía 1(e)). En los bloques de hormigón no existe ninguna otra armadura, sólo la

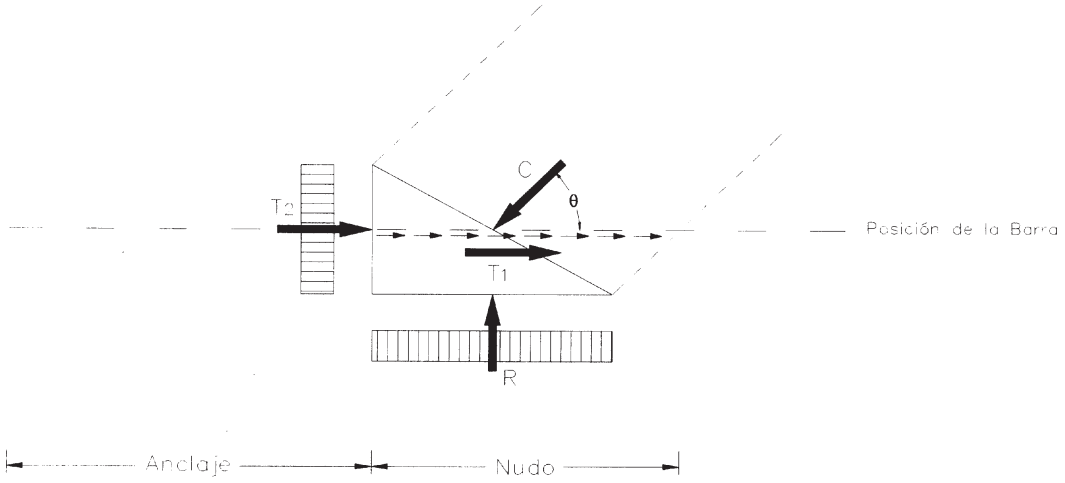


Figura 2. Distribución de esfuerzos en el hormigón.

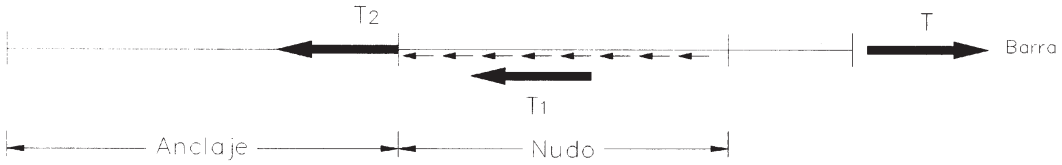


Figura 3. Distribución de esfuerzos en el acero.

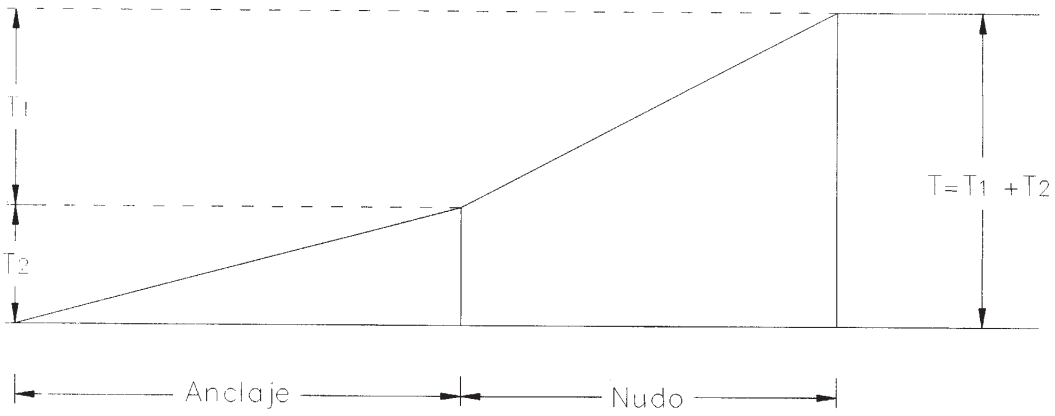


Figura 4. Variación de la fuerza en la armadura en el conjunto Nudo-Anclaje.

barra a ensayar. La probeta tiene sección rectangular de dimensiones 15 x 24 cm y longitud variable, con características geométricas que se indican en la Figura 5. La longitud de cada bloque de la probeta (L_i) se compone de un tramo con adherencia entre la armadura y el hormigón (a_i) y dos tramos sin adherencia (d y e_i). Para eliminar la adherencia entre la armadura y el hormigón se utilizan manguitos de PVC de un diámetro ligeramente superior al de la barra a ensayar. El recubrimiento mecánico de la barra es de 5 cm.

La armadura se mecaniza en sus extremos para permitir su anclaje mediante tuerca y placa de apoyo. Entre la tuerca y la placa de apoyo se dispone, además, una célula de carga anular (Figura 6 y Fotografía 4).

• *Sistema de carga*

El mecanismo de aplicación de la carga está compuesto por un gato hidráulico de 500 kN (Fotografía 1 (1)), sujeto al marco autoportante y que se apoya en una placa de carga en la que se ha mecanizado una hendidura para el correcto centrado del gato. La placa de carga (Fotografía 1 (b)) de 60 mm de espesor distribuye la fuerza aplicada por el gato mediante dos rodillos de 30 mm de diámetro que se apoyan en unas chapas de acero de dimensiones 100 x 150 x 10 mm.

La probeta apoya a través de sendas chapas de acero de dimensiones 150 x 150 x 10 mm sobre dos rodillos montados en placas independientes de 30 mm de espesor (Fotografía 1 (c)),

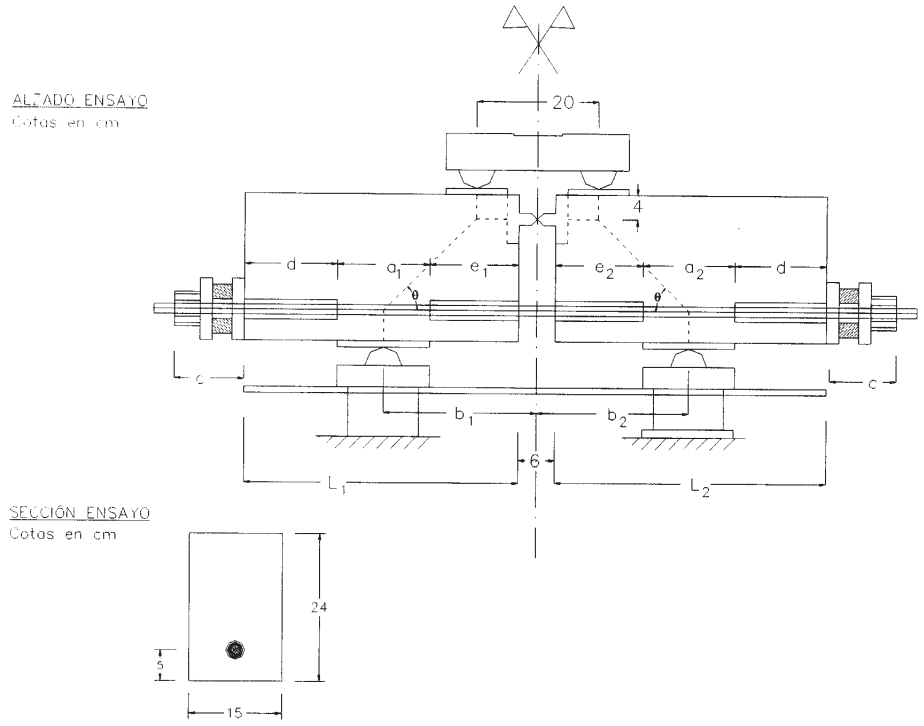


Figura 5. Crorquis de la probeta a ensayar.

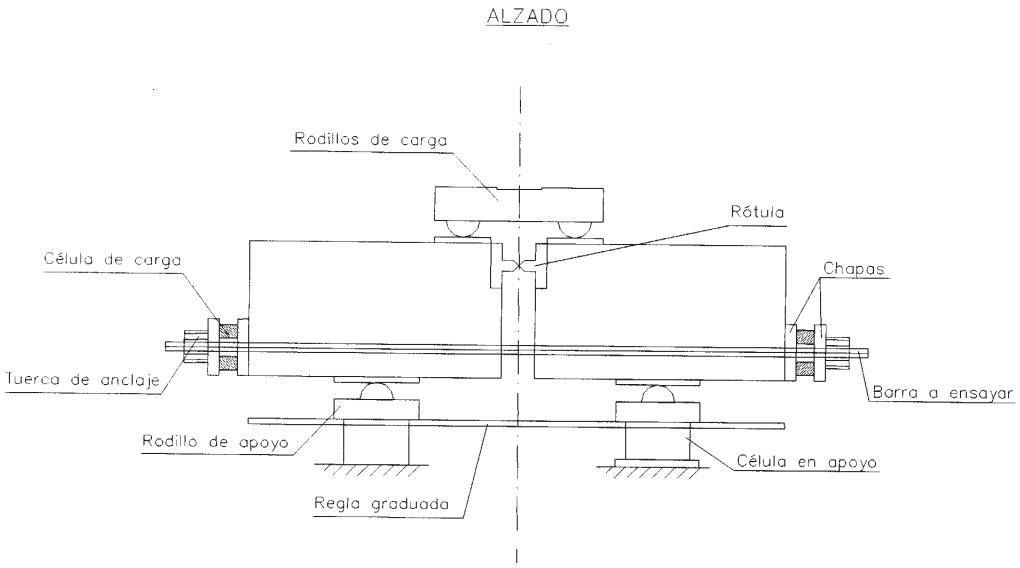


Figura 6. Croquis de sistema de apoyo y carga de la probeta.

sujetos ambos por una regla de acero que permite la modificación de las distancias entre apoyos (fotografía 2 (c)). Todo el sistema de apoyo descansa, a su vez, sobre cuatro células de carga (Fotografía 2 (d)), dos por apoyo, fijadas mediante tornillos.

El contacto de la probeta con los rodillos, tanto de carga como de apoyo, se encuentra perfectamente lubricado mediante MoS_2 Graphite Assembly Paste.

En la Figura 6 se incluye un croquis con los elementos auxiliares para realizar la aplicación de las cargas y apoyo de la probeta a ensayar.

- *Instrumentación*

Se emplean distintos dispositivos de medida, todos ellos externos a los elementos a ensayar para no distorsionar el fenómeno de adherencia.

Para la adquisición automática de mediciones en tiempo real se dispone de un sistema compuesto por un PC Pentium III y un equipo de adquisición de datos, gestionado mediante software propio (Figura 7) elaborado en el Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyecto de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Valencia.

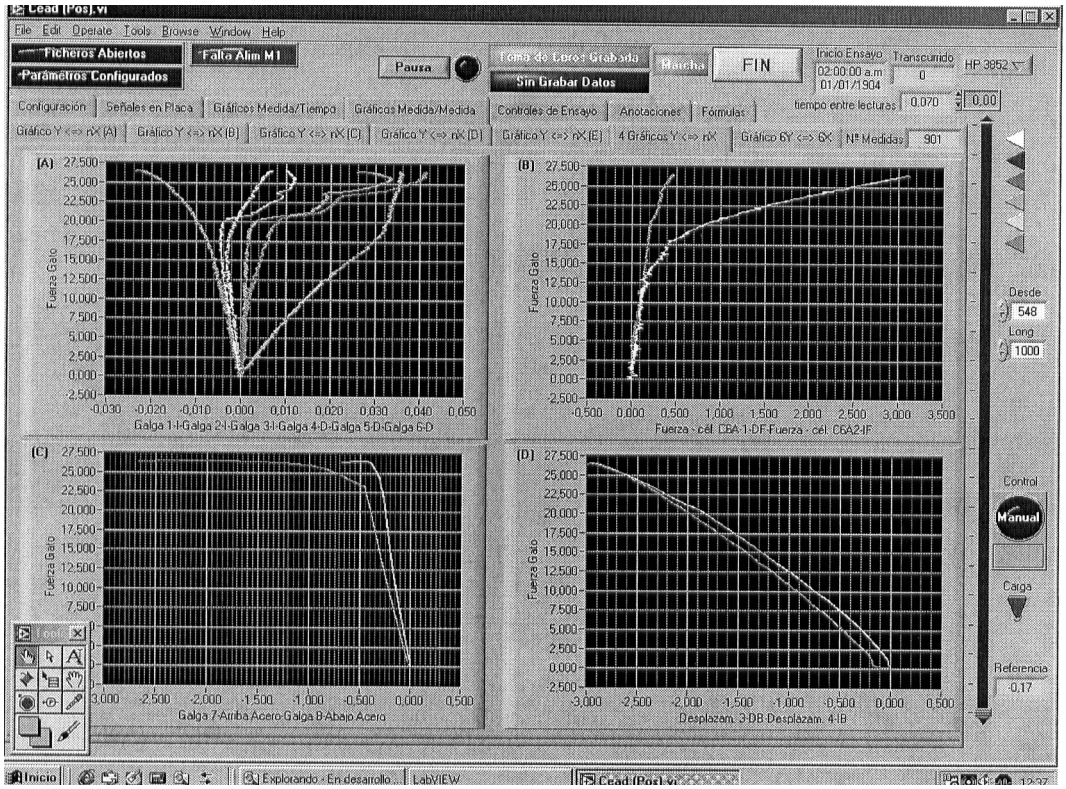


Figura 7. Pantalla de software para adquisición automática de datos en tiempo real.

– Dispositivos de medición de fuerza en ambos extremos de la armadura: se han empleado dos transductores de fuerzas anulares (Fotografía 4 (a)), del tipo HBM C6-A de 200 kN, en los extremos donde se ancla la armadura a ensayar.

– Dispositivos de medición de fuerza en los apoyos del elemento a ensayar: se han utilizado tres transductores de fuerza, del tipo LEBOW 3187 y un transductor de fuerza del tipo HBM C2, todos ellos de 100 kN de capacidad (Fotografía 2 (d)).

– Dispositivo para medición de deformaciones longitudinales en la armadura mediante extensometría: se han empleado dos bandas extensométricas, de tipo LY41-3/120, centradas en la probeta y situadas diametralmente opuestas en la armadura a ensayar (Fotografía 5(c)) y Figura 8 (núms. 7 y 8)).

– Dispositivo para medición de deformaciones longitudinales en el hormigón mediante extensometría: se han empleado bandas extensométrica, de tipo LY42-5-/120. Tres de las bandas se disponen en cada bloque en forma de roseta (Fotografía 2 (a) y Figura 8 (núms. 1, 2, 3, 4, 5 y 6)) y dos bandas adicionales situadas transversalmente en la parte inferior (Fotografía 6 a)) y Figura 8 (núms. 15 y 16)).

– Dispositivo para medición de desplazamientos: se han utilizado cuatro transductores potenciométricos de desplazamientos, del tipo Penny Giles SLS190/50, en el extremo interior de cada semiprobeta y en las partes anterior y posterior de cada una de ellas. (Fotografía 2 (b)).

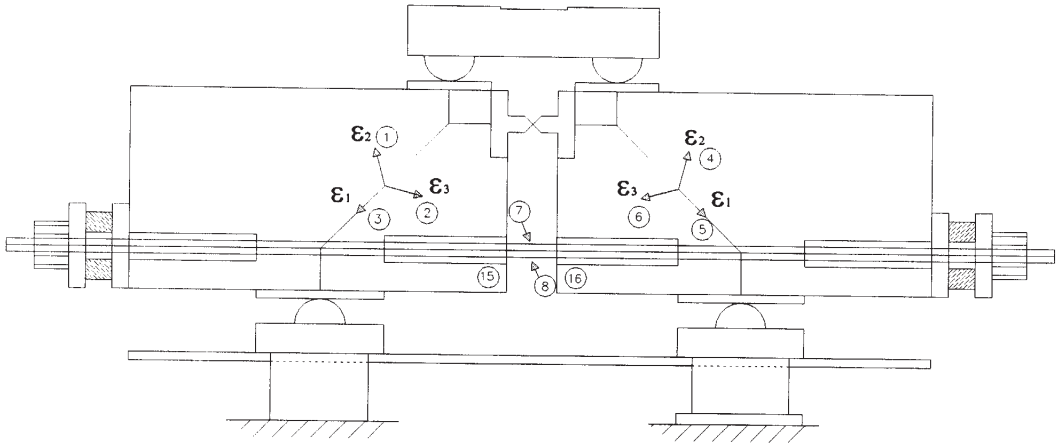


Figura 8. Croquis de posición de las bandas extensométricas del hormigón y acero.

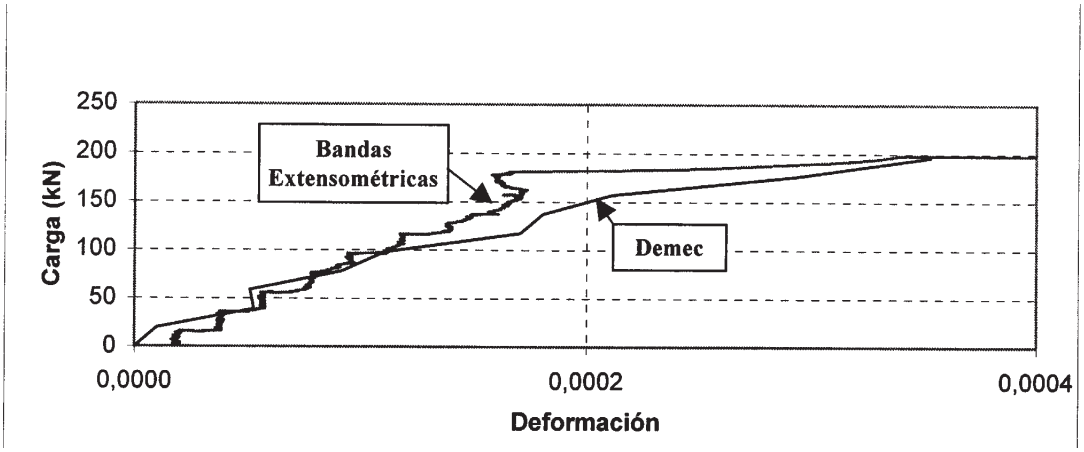


Figura 9. Relación Carga-Deformación Principal obtenida mediante Demec y Banda extensométrica.

Ante la posibilidad de que la aparición de fisuras invalidara las medidas de deformaciones en el hormigón realizadas mediante bandas extensométricas, durante los primeros ensayos se realizó la medición de las deformaciones del hormigón combinando el sistema de extensometría mediante bandas con uno de extensometría mecánica mediante un micrómetro digital tipo Demec. Se dispusieron los discos de medida en los vértices de un hexágono de 100 mm de diagonal (Fotografía 3). En la Figura 9 se puede observar la comparación de las deformaciones principales en el hormigón obtenidas mediante ambos sistemas.

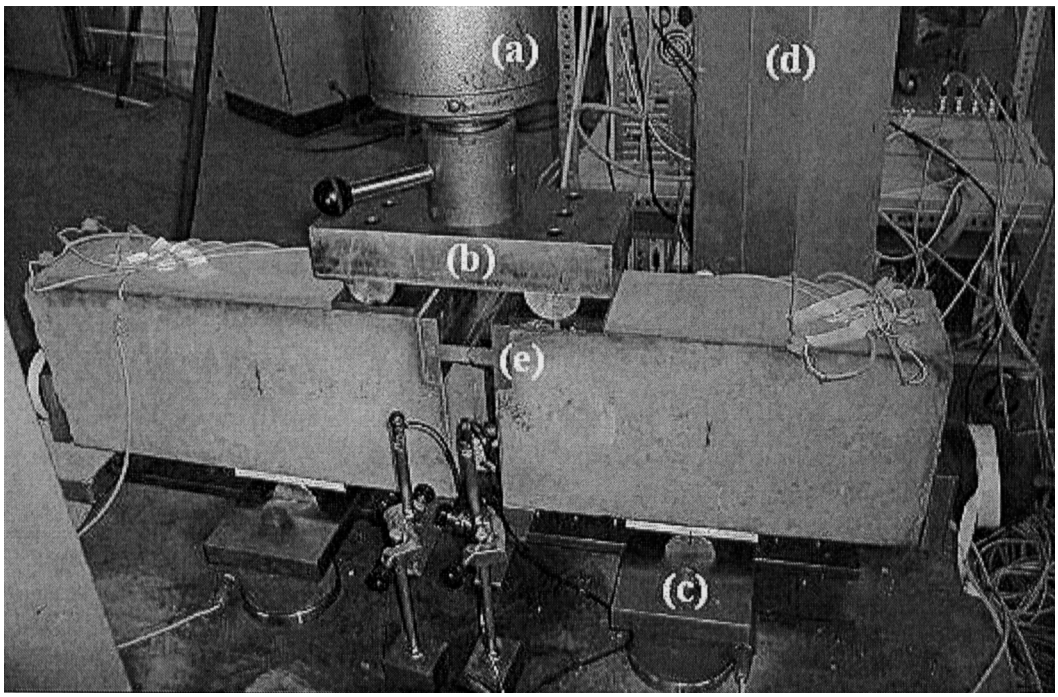
Finalmente se decidió eliminar el sistema de medición de extensometría mecánica por los siguientes motivos:

– Los resultados obtenidos por ambos sistemas son similares, como se puede apreciar en la Figura 9.

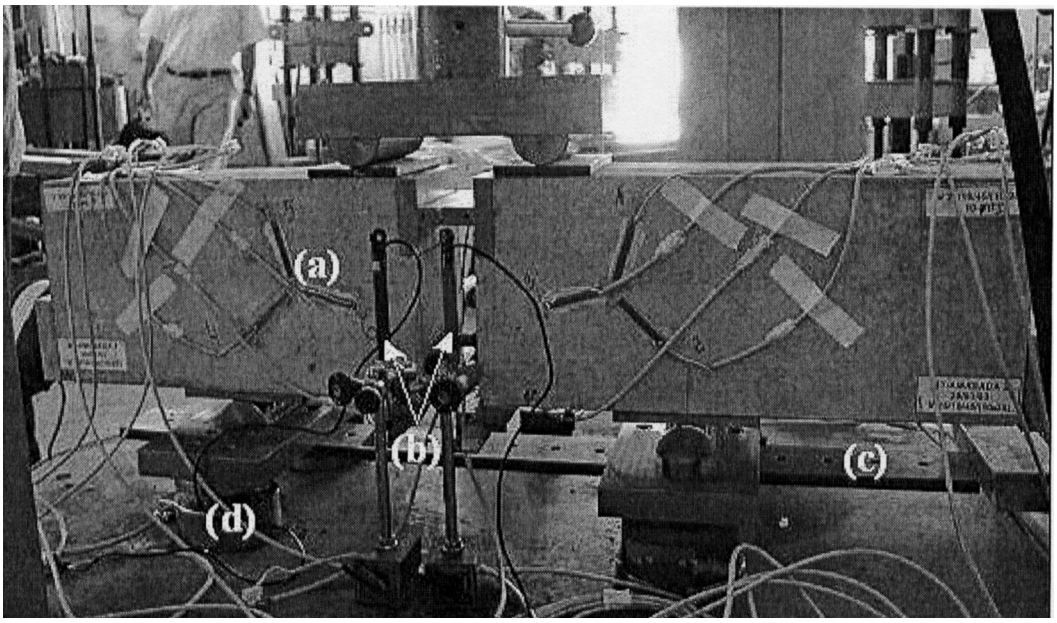
– La aparición de la fisura diagonal en la probeta, que se observa en la fotografía 3, no se produce hasta que la armadura objeto del ensayo alcanza el límite elástico, lo que permite establecer con total fiabilidad el estado tensional del hormigón antes de que las galgas dejen de medir.

– La utilización exclusiva de galgas extensométricas permite una aplicación de la carga a velocidad constante al no tener que detener el ensayo para realizar la toma manual de mediciones mediante Demec.

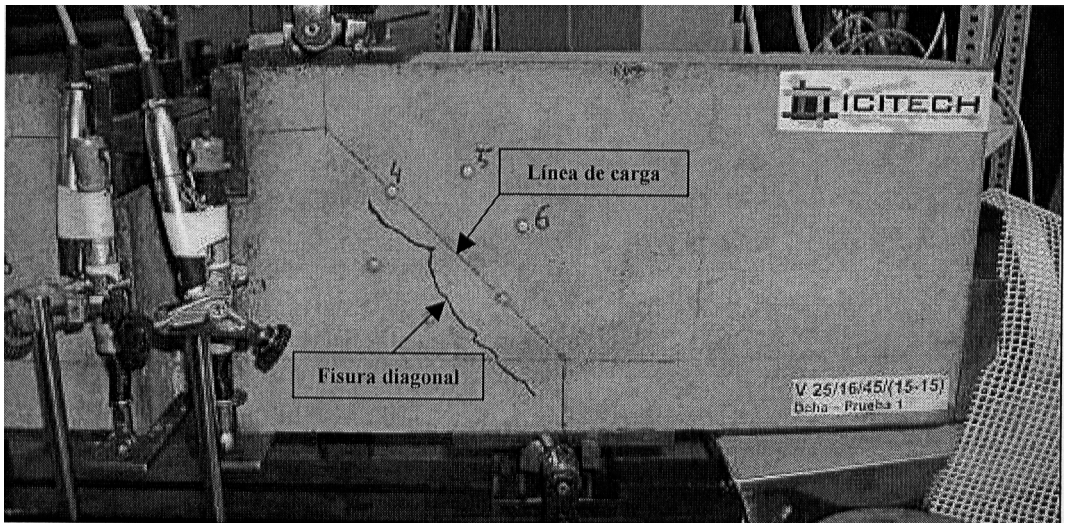
Por otra parte, durante los ensayos previos, realizados para verificación del diseño del ensayo, se observó la aparición de una fisura longitudinal que divide verticalmente en dos a la probeta (Fotografías 5 y 6 (b)), que es debida a las tracciones circunferenciales que se generan en el entorno de la armadura. Esta fisura, que se inicia en la zona adherente, se propaga, posteriormente, en dirección longitudinal.



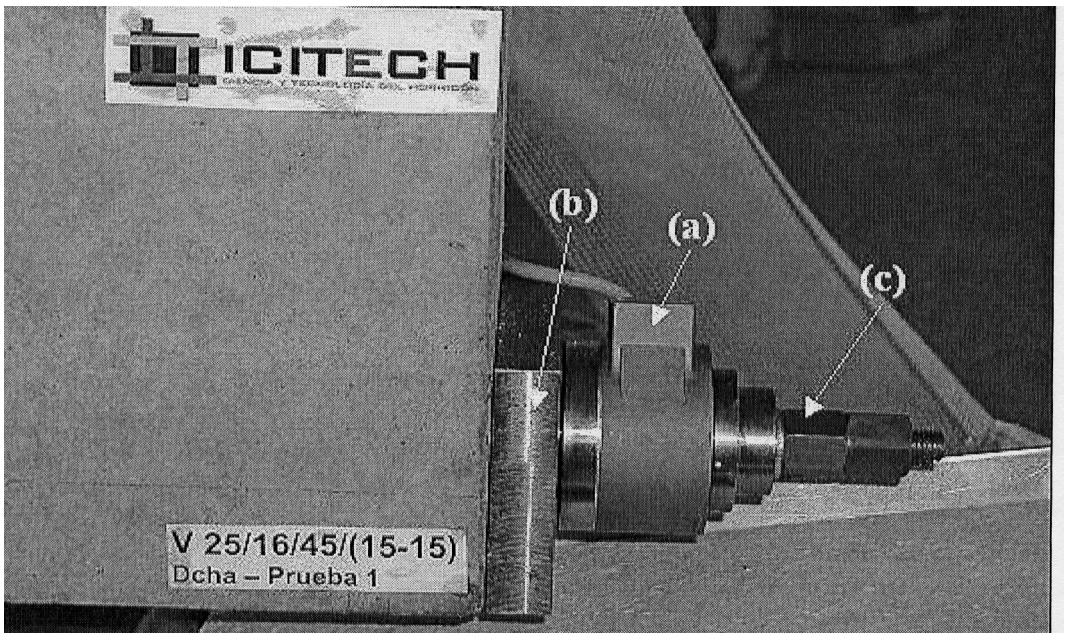
Fotografía 1. a) Sistema hidráulico, b) Chapa con rótula de carga, c) Chapa con rótula de apoyo sobre regla, d) Marco metálico autoportante, e) Rótula de acero



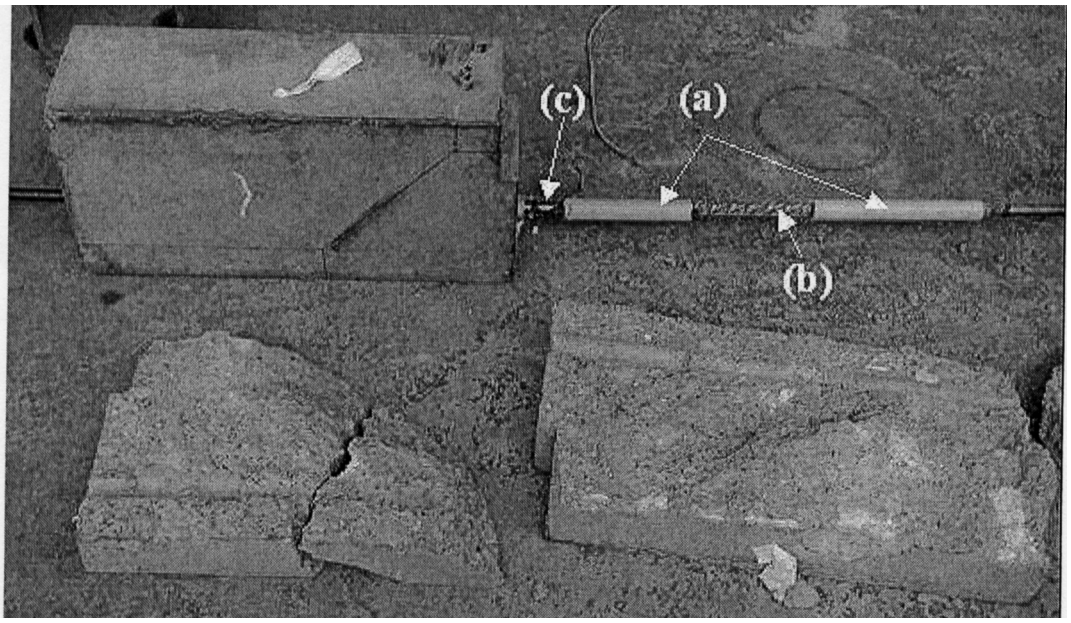
Fotografía 2. a) Bandas extensométricas, b) Captadores de desplazamiento, c) Regla graduada d) Célula de carga en apoyo.



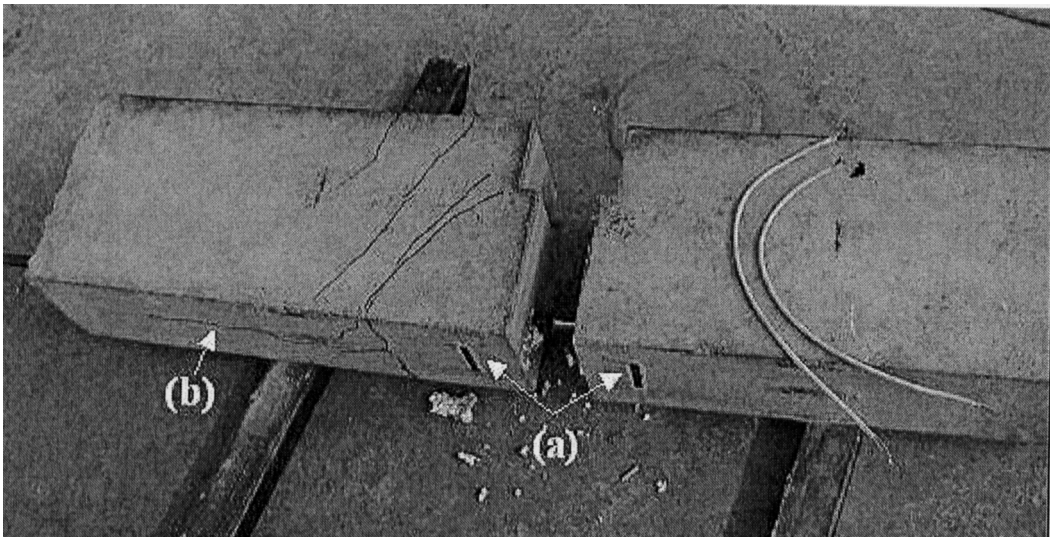
Fotografía 3. Discos de medida para la toma de datos mediante extensometría mecánica.



Fotografía 4. Discos de medida para la toma de datos mediante extensometría mecánica.



Fotografía 5. a) Manguitos de PVC, b) Zona adherida entre hormigón y acero, c) Bandas extensométricas en la armadura.



Fotografía 6. a) Bandas extensométricas en la parte inferior de la probeta, b) Fisuración longitudinal.

Evidentemente, la aparición de este tipo de fisuras indica el comienzo del agotamiento del mecanismo de transmisión de esfuerzos por adherencia, los cuales pueden mantener el nivel alcanzado, o incluso experimentar un ligero aumento, debido al efecto de zunchado que ejerce la placa de apoyo. Con el fin de determinar el momento exacto de la aparición de esta fisura se dispusieron las dos bandas extensométricas reseñadas en la relación de instrumentación indicada anteriormente. Los primeros resultados obtenidos han mostrado que, para las condiciones geométricas del ensayo, la aparición de esta fisura se produce ligeramente antes de alcanzar la plastificación de la armadura. Por este motivo, y para evitar introducir un efecto añadido de confinamiento, se ha decidido no disponer armadura secundaria (estribos) en el prototipo.

3.2. Programa de ensayos

La campaña de ensayos que se está llevando a cabo contempla los parámetros y valores de los mismos y que se resumen en la siguiente tabla:

Tipo de hormigón (fc en Mpa)	**25-50-80**
Diámetro de la armadura (mm)	**12-16-20**
Ángulo de inclinación de la biela	**27°-45°-63°**
Longitud adherente (cm)	**5-10-15-20-25**

El desarrollo del programa experimental supone la realización de 81 ensayos. En cada ensayo se utiliza un tipo de hormigón, un diámetro de armadura (ϕ), un ángulo de inclinación de la biela (θ) y dos longitudes adherentes (a_i) distintas en cada una de las semiprobetas.

4. RESULTADOS

Como ejemplo de los resultados obtenidos en los ensayos, se muestra a continuación el correspondiente a la probeta V-25/16/45/(10-25), realizado sobre una probeta fabricada con

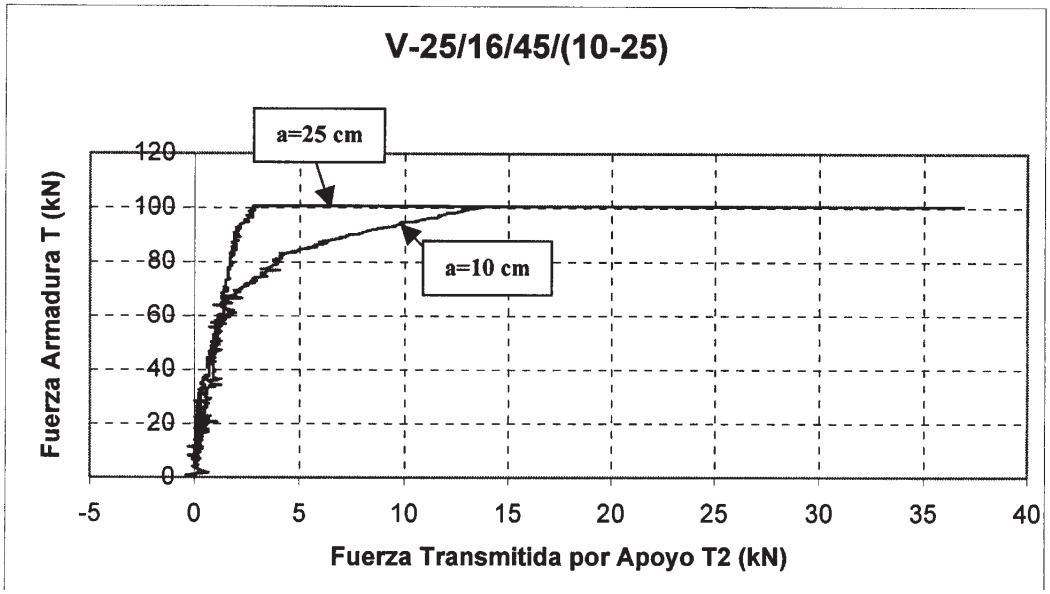


Figura 10. Relación entre el esfuerzo de tracción en la armadura y la fuerza transmitida en el apoyo.

hormigón HA-25, diámetro de barra ϕ16, ángulo de inclinación de la biela 45° y longitudes de 10 y 25 cm en cada una de las dos semiprobetas objeto del ensayo.

En la Figura 10 se representa la fuerza de tracción en la armadura (T) frente a la fuerza (T2) medida en la célula de carga dispuesta en la placa de anclaje por apoyo, para dos longitudes adherentes: 10 y 25 cm.

Inicialmente, para niveles de fuerza en la armadura de hasta 60 kN (correspondiente a una tensión de aproximadamente 300 MPa), ésta se transmite prácticamente en su totalidad en la zona adherente del nudo, ya que la fuerza transmitida por apoyo es prácticamente despreciable.

En el caso de la probeta con 10 cm de longitud adherente, a partir de ese nivel se observa un progresivo aumento de la fuerza transmitida por apoyo, lo que pone de manifiesto que se están alcanzando niveles próximos a la tensión tangencial máxima de adherencia. A pesar de ello, para el nivel de plastificación de la armadura (poco más de 100 kN) la fuerza transmitida por adherencia sigue siendo muy importante en relación con la transmitida por apoyo:

Fuerza transmitida por apoyo: ≅ 13 kN

Fuera transmitida por adherencia: ≅ 100-13 = 87 kN

En la probeta de 25 cm de longitud adherente, se alcanza el nivel de plastificación de la armadura sin que se observe la fase de agotamiento de las tensiones tangenciales de adherencia, ya que no se miden apenas fuerzas transmitidas por apoyo (aproximadamente 3 kN de los 100 aplicados).

5. CONCLUSIONES

- Se ha diseñado un ensayo que permite analizar el comportamiento adherente en los nudos C-C-T. La principal aportación de este ensayo, en relación con otros en los que se introduce presión lateral, es que en éste, dicha presión lateral es proporcional a la fuerza de tracción de la armadura, manteniendo constante un determinado ángulo de inclinación de la biela, como realmente ocurre en el anclaje de las armaduras principales en regiones D como apoyos a media madera, extremos de vigas o anclajes en punta en ménsulas cortas.

- La instrumentación empleada permite cuantificar adecuadamente las magnitudes necesarias para caracterizar el fenómeno objeto de estudio. Fundamentalmente, este ensayo capta con total precisión la fuerza transferida en la longitud adherente en el nudo, con lo que es posible determinar, en agotamiento, la proporción de fuerza que es necesario anclar por prolongación recta de la armadura.

- En los ensayos efectuados hasta ahora, se ha alcanzado un nivel de carga con el que se llega a plastificar la armadura aunque hayan aparecido fisuras, tanto diagonales como longitudinales. Este hecho ha llevado a la decisión de no incluir armadura transversal en la probeta, para poder estudiar el comportamiento adherente de la armadura en el nudo sin la posible influencia del confinamiento aportada por estas armaduras.

- El diseño de la probeta y los equipos de medida dispuestos permiten realizar dos determinaciones en cada ensayo, ya que aunque falle completamente la adherencia en una, o incluso en las dos semi-probetas, debido a la existencia del sistema de anclaje por apoyo siempre es posible continuar el ensayo hasta la plastificación en las armaduras.

Agradecimientos

El contenido del presente artículo se enmarca en una línea de investigación que está llevando a cabo el Grupo de Investigación de Análisis, Diseño y Tecnología de la Construcción (ADITEC) en el Departamento de Ingeniería de la Construc-

ción y de Proyectos de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Valencia. Este trabajo cuenta con la financiación de la Generalitat Valenciana (Referencia GV-01-301).

6. REFERENCIAS

1. Adebar, P., Kuckma, D. and Collins, M. "Strut-and-Tie Models for Design of Pile Caps: An Experimental Study". *ACI Structural Journal*. V. 87, Núm. 1, Enero-febrero, 1990.

2. Brian, S. Maxwell, Jhon E. Breen. "Experimental Evaluation of Strut-And-Tie-Model Applied to Deep Beam with Opening". *ACI Structural Journal*, enero-febrero, 2000.

3. Código Modelo CEB-FIB 1990 para Hormigón Estructural.

4. E.H.E. Instrucción de Hormigón Estructural. Ministerio de Fomento.

5. Hong, S.G. "Truss Model for Tension Bars in Reinforced Concrete Beams: Tension-Tension-Compresion REgions". *ACI Structural Journal*. V. 93, núm. 6, noviembre-diciembre, 1996.

6. Hong, S.G. "Strut-and-Tie Models and Failure Mechanims for Bar Development in Tension-Tension-Compresion Nodal Zone. *ACI Structural Journal*. Vol. 97, núm. 1, enero-febrero, 2000.

7. Hong, S.G. and Mueller, P. "Truss Model and Failure Mechanism for Bar Development In C-C-T Nodes". *ACI Structural Journal*. V. 93, núm. 5, septiembre-octubre, 1996.

8. Johansson, M. "Nonlinear Finite-Element Analysis of Concrete Frame Corners". *Journal of Structural Engineering*. Enero-febrero, 2000.

9. Liang, Q.Q., Xie, Y.M. and Steven, G.P. "Optimal Topology Selection of Continuum Structures with Displacement Constraints". *Computer and Structures*, 77. Pergamon, 2000.

10. Martínez Martínez, A. "Sistematización numérica del Método Biela - Tirante". Tesina presentado como Trabajo Final de Carrera en la E.T.S.I.C.C.P. de Valencia. Director: Pedro F. Miguel Sosa. U.P.V., 1998.

11. Schlaich, J.; Schäfer, k. y Jennewein, M. "Toward a Consistent Design of Structural Concrete". *PCI Journal*, V. 32, núm. 3, mayo-junio, 1987.

12. Schlaich, M. Anagnostou, G. "Stress Fields for Nodes of Strut and Tie Models"., *Journal of Structural Engineering*, Enero, 1990.

13. Siao, W.B. "Shear Strength of Short Reinforced Concrete Walls, Corbels and Deep Beams". *ACI Structural Journal*. V. 91, núm. 2, marzo-abril, 1994.

14. Yun, Y.M. and Ramírez, J.A. "Strength of Struts and Nodes in Srut Tie Models". *Journal of Structural Engineering*. Vol. 122, núm. 1, enero, 1996.

Recientes avances en la caracterización del hormigón reforzado con fibras de acero

Recent advances in the characterization of steel fiber reinforced concrete

Ravindra Gettu
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Bryan E. Barragán
Doctor Ingeniero en Construcciones

Gonzalo Ramos
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Departamento de Ingeniería de la Construcción
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona
Universidad Politécnica de Cataluña

Francisco Capilla
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos,
FCC Construcción, S.A.

RESUMEN

Este trabajo presenta un resumen de los resultados obtenidos dentro del recientemente finalizado proyecto Brite-Euram sobre Métodos de Ensayo y de Cálculo para el Hormigón Reforzado con Fibras de Acero, financiado por la Comisión de la Comunidad Europea. En el proyecto se han tratado casi todos los aspectos esenciales para la correcta utilización de este material en aplicaciones estructurales. Este artículo, además de hacer una síntesis general de las conclusiones de todos los estudios desarrollados por las 11 instituciones de los 5 países europeos participantes, presenta con mayor detalle los trabajos desarrollados en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la Universitat Politècnica de Catalunya. En dicho laboratorio se ha llevado a cabo una exhaustiva campaña experimental, estudiando las prestaciones del hormigón reforzado con fibras de acero tanto a nivel material, a través de ensayos de retracción restringida, flexotracción, tracción uniaxial, cortante directo, compresión uniaxial, y fluencia, como a nivel estructural a través de ensayos de vigas con sección rectangular, en T y doble- T de hasta 7,6 m de luz, donde se ha estudiado la contribución de las fibras en la rotura por cortante y la posibilidad de sustituir la armadura transversal convencional por fibras de acero.

SUMMARY

This work presents a brief overview of the results of a recently concluded Brite- Euram Project dealing with Test and Design Methods for Steel Fiber Reinforced Concrete, funded by the Commission of the European Union. Within the project, all essential aspects related to the correct use of this material in structural applications have been considered. This paper, apart from summarizing the conclusions of all the studies performed by the 11 partners from 5 participating countries, presents the work carried out at the Structural Technology Laboratory of the Universitat Politècnica de Catalunya in further detail. At this laboratory , an extensive experimental program has been performed to study the performance of steel fiber reinforced concrete, both at the material and structural levels. At the material level, tests were conducted to evaluate the behavior under restrained shrinkage, flexure, uniaxial tension, direct shear, uniaxial compression and creep. At the structural level, tests were carried out on structural elements to assess the contribution of the fibers on the shear load-carrying capacity and deformability, and the possibility of substituting the transversal reinforcement with steel fibers. The structural elements involved rectangular, T and double- T beams of up to 7,6 m length.

1. INTRODUCCIÓN

El hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA) ha sido utilizado exitosamente a lo largo de las últimas cuatro décadas con el fin de mejorar las prestaciones del material en términos de ductilidad, resistencia a fisuración, resistencia al impacto, fatiga y abrasión. Entre las aplicaciones más comunes de los HRFA podemos encontrar el caso de pavimentos, suelos

industriales, tuberías prefabricadas y túneles construidos a través de la modalidad de proyectado, donde la sustitución de la malla de barras de acero por las fibras permite reducir considerablemente el tiempo de construcción y aumentar la relación coste/efectividad.

Sin embargo, y a pesar del acuerdo generalizado que existe en la actualidad acerca de que la incorporación de fibras de acero al hormigón provoca importantes beneficios en el control de la fisuración y ganancias en tenacidad que resultan fundamentales, su uso no se ha extendido al caso de elementos estructurales.

Las razones de dicha situación se centran en el hecho de que no existen normativas de cálculo estructural para el HRFA, producto de una incompleta caracterización del material y de su respuesta estructural.

Reconociendo las ventajas del HRFA, un grupo de investigadores de centros europeos, en asociación con 5 empresas líderes en el sector de la construcción, iniciaron en el año 1998 un proyecto denominado "Métodos de Ensayo y de Cálculo para el HRFA" [1], con financiación parcial de la Comisión de la Comunidad Europea dentro del programa Brite-Euram mediante el contrato BRPR.CT98.0813. Los dos objetivos fundamentales del proyecto fueron:

1. Desarrollar herramientas de cálculo que incorporen datos sobre las propiedades del material y las características de su fabricación, con el fin de facilitar la aplicación de nuevos materiales en productos innovadores de manera confiable y bajo criterios de coste-efectividad.

2. Desarrollar métodos de ensayo para determinar las prestaciones del HRFA en lo que se refiere a sus propiedades físicas y mecánicas, bajo condiciones normales y excepcionales.

Las siguientes instituciones han participado en el proyecto: Universitat Politècnica de Catalunya y FCC Construcción, S.A. de España; University of Wales - Cardiff y Balfour Beatty Rail del Reino Unido; Ruhr-University Bochum, Technical University of Braunschweig, Fertig-Decken-Union de Alemania; Katholieke Universiteit Leuven, Belgian Building Research Institute y Bekaert de Bélgica; y Technical University of Denmark de Dinamarca. El proyecto fue coordinado por la empresa Bekaert.

Es importante destacar que varios investigadores que participaron en el proyecto eran, a su vez, miembros del comité RILEM TC 162- TDF (Métodos de ensayo y de cálculo para el hormigón reforzado con fibras de acero), con lo cual se ha producido un intercambio de resultados muy importante que ha servido para afinar las recomendaciones y desarrollar nuevas metodologías.

El proyecto, finalizado en el año 2002, estudió prácticamente todos los aspectos relativos a metodologías de ensayo para obtener las propiedades mecánicas y de durabilidad del HRFA. Asimismo, se desarrollaron y evaluaron métodos de cálculo para elementos estructurales que hacen uso de las propiedades obtenidas en los ensayos a nivel material.

En este trabajo se presenta una síntesis general de todo el proyecto y, con más detalle, un resumen de los estudios experimentales realizados específicamente por los investigadores de la Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) y de FCC Construcción, S .A.

2. RESUMEN DE LOS RESULTADOS DEL PROYECTO

El proyecto fue dividido y ejecutado en siete bloques de trabajo. Los detalles de cada bloque y los resultados obtenidos en el proyecto se han presentado en forma de informes, los cuales están recopilados en un CD Rom [1] disponible de cualquiera de los participantes del proyecto.

En el primer bloque de trabajo se han redactado dos estados del conocimiento para servir como referencia y punto de partida a los siguientes bloques. El primero de ellos trata las propiedades del HRFA y los métodos de caracterización más apropiados para este material. Además, este informe identifica lagunas en el conocimiento de la respuesta del HRFA bajo diferentes acciones. El segundo de los estados del conocimiento trata el cálculo estructural con HRFA mediante una revisión bibliográfica de los distintos métodos de análisis y de cálculo utilizados a nivel internacional para diseñar elementos estructurales de HRFA.

El segundo bloque de trabajo tuvo como objetivo el desarrollo y la validación de métodos de caracterización del comportamiento fundamental del material, es decir, la resistencia a la fisuración del HRFA. Se han evaluado principalmente dos configuraciones de ensayo: la de flexotracción, donde se ensaya una probeta prismática, y la de tracción uniaxial sobre una probeta cilíndrica. La validación de las dos configuraciones y de los correspondientes parámetros de ensayo se ha realizado mediante extensivos programas experimentales en los cuales han participado siete laboratorios. Los resultados han hecho posible la propuesta por parte de RILEM de dos procedimientos de ensayo para la caracterización del HRFA [2-3]. Además, se ha propuesto una norma CEN sobre el ensayo de flexotracción basada en los resultados del proyecto. Con el fin de recomendar metodologías relevantes para el HRFA, en este segundo bloque de trabajo también se han analizado los ensayos de compresión uniaxial, cortante directo y retracción restringida. Asimismo, se ha evaluado el comportamiento a flexotracción de paneles delgados para determinar los parámetros que gobiernan la respuesta de láminas de HRFA.

En el tercer bloque de trabajo se han formulado métodos de cálculo para el HRFA utilizando los parámetros determinados según los procedimientos recomendados en el segundo bloque del proyecto. Como consecuencia, a través de RILEM se ha podido recomendar una extensión al Eurocódigo para al cálculo con HRFA [22], basado en una relación tensión-deformación a tracción del material determinada usando los resultados del ensayo de flexotracción. Por otro lado, para un cálculo estructural más exigente, por ejemplo en el marco del método de elementos finitos u otros procedimientos analíticos, se ha propuesto [23] el uso de la curva tensión-apertura de fisura en tracción. Esta curva puede ser obtenida empleando el ensayo de tracción uniaxial o a través del análisis inver-

so de la respuesta a flexotracción obtenida experimentalmente [24].

Dentro del cuarto bloque de trabajo se han ensayado elementos estructurales de HRFA, sin y con armadura convencional, sometidos a cargas de flexotracción, cortante y compresión localizada, para estudiar los mecanismos de rotura y validar los métodos de cálculo del tercer bloque. Además, se han realizado ensayos de elementos a escala real con deformaciones impuestas o restringidas para evaluar la capacidad del material de resistir la iniciación y propagación de fisuras.

En el quinto bloque de trabajo se ha estudiado el comportamiento del HRFA sometido a acciones diferidas bajo cargas cíclicas y sostenidas, mediante ensayos de fatiga, fluencia y relajación. El limitado alcance de estos programas de ensayo no ha permitido alcanzar conclusiones generales pero los resultados indican una disminución de la tenacidad del material bajo cargas mantenidas en el tiempo. En este bloque también se ha estudiado la durabilidad del HRFA en aplicaciones estructurales, para lo cual se ha realizado una extensiva campaña de ensayos sobre probetas fisuradas expuestas a cloruros. En este contexto, la conclusión más significativa fue que la corrosión de la fibra es despreciable para fisuras de ancho menor que 0,5 mm.

En el sexto bloque de trabajo se han planteado y realizado aplicaciones prototipo de HRFA a escala industrial. Se han diseñado, ejecutado y evaluado cuatro tipo de aplicaciones. Dos de las aplicaciones, llevadas a cabo por FCC Construcción y la UPC, conciernen a la utilización de fibras de acero para sustituir la armadura convencional de cortante en vigas y para evitar la fisuración por retracción en las camisas interiores de tubos de hormigón. En otra aplicación, en Alemania, se emplearon fibras como única armadura en paneles prefabricados empleados como encofrado perdido en la construcción de muros de viviendas y otros edificios. La última aplicación fue la fabricación de arcos delgados de HRFA en el Reino Unido, para la ejecución de muros de contención, y para la reparación y construcción de puentes de pequeña luz.

En el séptimo bloque de trabajo se han formulado recomendaciones finales para la caracterización y el cálculo estructural con HRFA. Además, se han presentado recomendaciones y guías para garantizar la calidad de las construcciones realizadas con HRFA.

3. TRABAJOS REALIZADOS EN LA UPC

En este apartado se presenta un resumen de los estudios desarrollados en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la UPC. Estos estudios, además de formar parte del proyecto europeo, han sido apoyados y complementados por trabajos realizados dentro de tres proyectos de investigación financiados por la CICYT (MAT99-1370-CE, PB98-0928 y PB98-0927).

3.1. Ensayos de caracterización del material

Para caracterizar el comportamiento mecánico del HRFA se han utilizado diversos métodos de ensayo, aunque, debido a la acción fundamental de la fibra, se ha profundizado en el estudio de métodos de ensayo que evalúan el comportamiento en tracción del material, directa o indirectamente, tal como los ensayos de flexotracción y tracción uniaxial. A modo de referencia, y enfocados a aplicaciones específicas, también se ha estudiado el comportamiento bajo cargas de cortante directo y compresión uniaxial.

A continuación se describen sucintamente los estudios llevados a cabo y las correspondientes conclusiones principales.

– *Ensayo de flexotracción*

Debido a su relativa facilidad de ejecución, el ensayo de flexotracción es hoy en día el más utilizado para evaluar las prestaciones del HRFA en términos de tenacidad. Si bien varias son las configuraciones de ensayo propuestas por las diferentes normativas europeas y americanas, el objetivo de esta fase del proyecto fue validar el ensayo propuesto por el comité TC 162-TDF de RILEM [2], posiblemente el más técnicamente avanzado hasta el momento. Como se mencionó anteriormente, diferentes estudios paramétricos fueron llevados a cabo en las distintas instituciones participantes para estudiar los efectos geométricos y de las condiciones de carga del ensayo. En la UPC se utilizó el ensayo propuesto por RILEM a modo de referencia para la caracterización y control de todos los hormigones estudiados.

El ensayo se basa en el uso de una viga prismática con una sección transversal de 150x 150 mm, una luz libre entre apoyos igual a 500 mm y una entalla central aserrada sobre la zona traccionada de 25 mm de profundidad (Figura 1). El ensayo se realiza con carga central sobre la probeta girada 90° respecto a la cara de acabado. Durante el ensayo debe utilizarse una velocidad constante de desplazamiento y se indica como opcional la medida de la apertura de fisura (CMOD) sobre la entalla. La flecha se mide a través de un transductor montado en un marco adosado a la probeta, evitando de esta manera contabilizar el descenso debido al aplastamiento del hormigón en la zona de los apoyos.

Del ensayo se obtiene la curva carga-flecha y/o carga-CMOD (ver Figura 2), y a partir de ellas se calculan distintos valores de resistencias a flexotracción residuales y/o equivalentes. En estos estudios, el parámetro de referencia ha sido la resistencia equivalente a flexotracción $f_{eq,3}$, o resistencia promedio en un rango de desplazamiento, hasta una flecha de 2,65 mm (≈ luz/180) por encima del desplazamiento correspondiente al límite de proporcionalidad. Es decir que este parámetro no considera la contribución de la matriz del hormigón (anterior al límite de proporcionalidad).

Es interesante destacar que las resistencias a flexotracción equivalentes han sido concebidas con el propósito de aplicarlas directamente en el cálculo estructural y así, en forma paralela, el comité RILEM TC 162- TDF ha propuesto recomendaciones de cálculo utilizando estos conceptos. Entre las ventajas que han motivado esta propuesta se pueden mencionar:

– El empleo de una probeta entallada permite controlar el ensayo mediante la modalidad de lazo cerrado utilizando

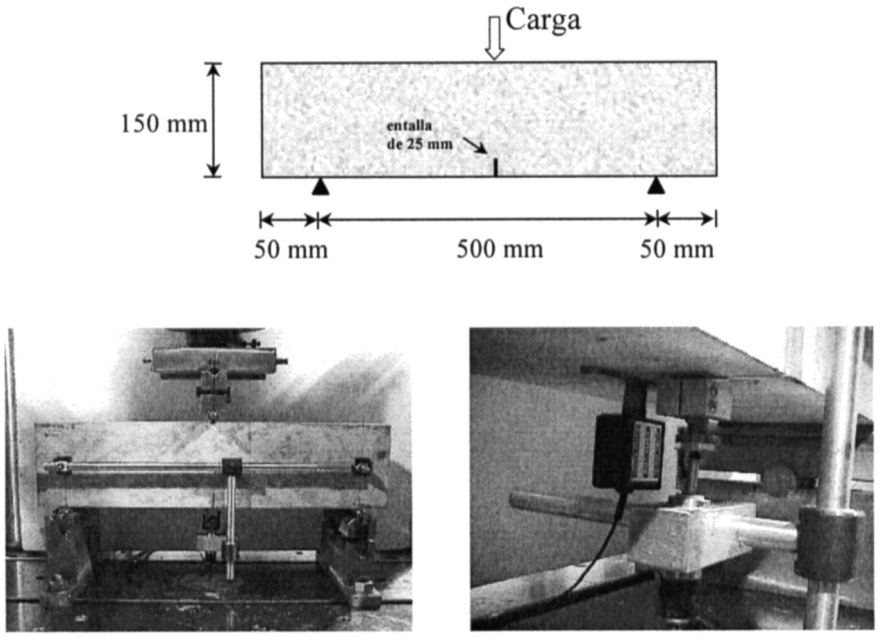


Figura 1. Configuración del ensayo de flexotracción según RILEM, 2000 (arriba y abajo izquierda), y vista del transductor para el registro de la flecha y del extensómetro para la medición de la apertura de fisura (abajo derecha).

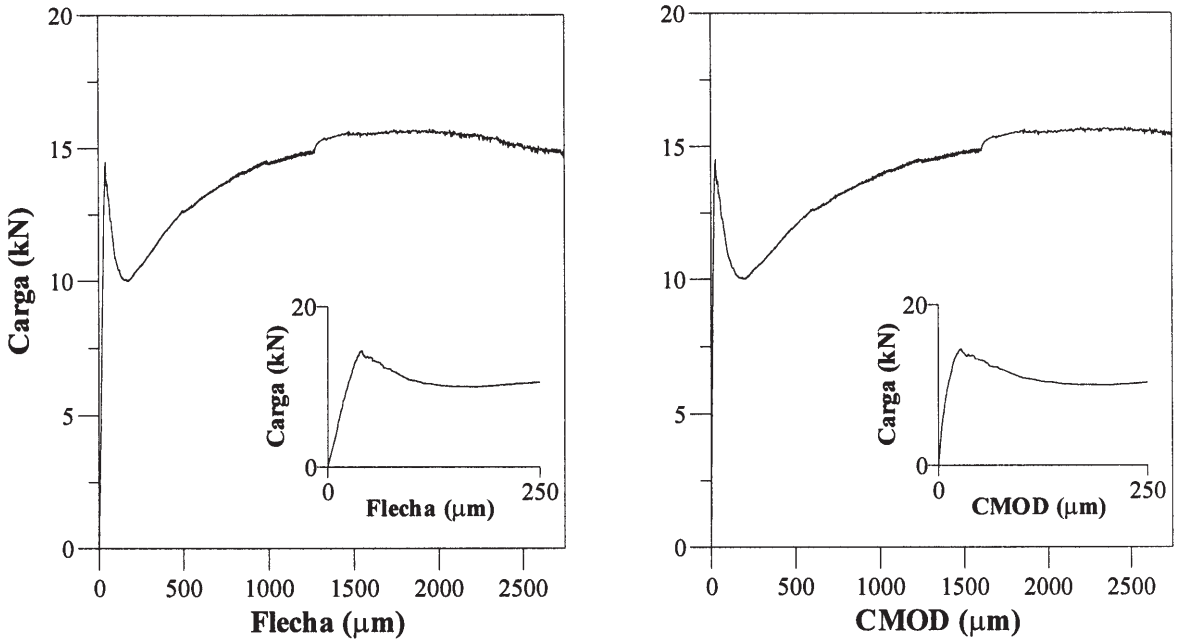


Figura 2. Curva carga-flecha (izquierda) y carga-apertura de fisura (derecha) para un hormigón H30 con 40 kg/m^3 de fibras de 60 mm de longitud y 0,75 mm de diámetro.

la apertura de fisura como variable de control, lo que redundará en un ensayo más estable.

– La propuesta utiliza un modo totalmente objetivo para la definición de la primera fisura, evitando las apreciaciones del operador .

– Al restar la contribución de la matriz, el método resulta de algún modo conservador. Sólo se evalúa el efecto de las fibras, lo que a su vez permite distinguir mejor entre fibras de diferente calidad.

– El análisis de la tenacidad en términos de tensión resulta más cómodo a los efectos del cálculo.

– *Ensayo de tracción uniaxial*

Una de las características más importantes del comportamiento mecánico de los HRFA es su respuesta fundamental a tracción uniaxial y, más específicamente, la respuesta tensión-apertura de fisura (σ-w). Esta puede ser obtenida a través de un ensayo de tracción uniaxial, tal como se indica en la reco-

mendación de RILEM propuesta recientemente [3], donde se aplica una carga de tracción sobre un cilindro entallado.

El ensayo surge de la necesidad de definir la relación fundamental σ-w [4] a ser empleada en el análisis estructural basado en la mecánica de fractura o teorías similares y obtener parámetros de tenacidad que puedan ser incorporados en el cálculo estructural.

Además de evaluar la viabilidad práctica del ensayo (Figura 3), se ha analizado su robustez a través de un estudio paramétrico de las características geométricas de la probeta que pueden influenciar la respuesta σ-w. Dentro de las variables estudiadas están la esbeltez de la probeta y la profundidad de la entalla.

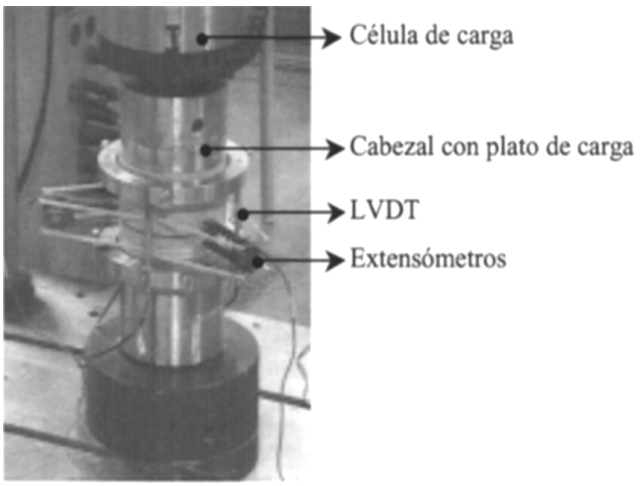


Figura 3. Configuración del ensayo de tracción sobre probetas moldeadas.

La Figura 4 muestra una respuesta σ-w. típica, donde se puede observar que después de la tensión pico, correspondiente a la resistencia de la matriz, se produce un caída de carga con un correspondiente desplazamiento (necesario para que las fibras comiencen a actuar) hasta un valor mínimo. A partir de entonces, para tipos y contenidos normales de fibras, existe una recuperación de carga o endurecimiento que conduce a resistencias residuales significativas en el régimen de post-pico.

Para evaluar los efectos de la esbeltez, se han realizado unas series de ensayos sobre probetas de 150 mm de diámetro y tres alturas diferentes: 150, 300 y 450 mm (es decir, con relaciones de esbeltez, $h/\varnothing$, 1, 2 y 3, respectivamente), con una entalla de 15 mm de profundidad a la mitad de la altura. Se ha observado que no existe ningún efecto bien definido de la esbeltez y que la respuesta es similar en todos los casos. Sin embargo, en el estudio se observa que la variabilidad de los parámetros de post-pico aumenta ligeramente con la esbeltez de la probeta, esto, conjuntamente con la dificultad de manejar probetas de gran tamaño, hacen que en términos de la relación de esbeltez, una relación $h/\varnothing = 1$ (es decir, un cilindro de 150x150 mm) pueda ser considerada como óptima.

Para estudiar los efectos de la hondura de la entalla, se han ensayado unas series de probetas cilíndricas de 150 x 150 mm, con entallas de 10, 15 y 20 mm de profundidad. Se ha observado que en general el comportamiento es similar, aunque las probetas con entallas de 20 mm exhiben una caída más pronunciada después del pico. Considerando estos resultados y el hecho de que una entalla poco profunda puede provocar el inicio de la fisura fuera de la sección entallada, una profundidad de 15 mm aparece como la más aceptable para el cilindro de 150 mm de diámetro (esto implica una profundidad igual al 10 % del diámetro de la probeta).

Además, la metodología fue utilizada para evaluar el comportamiento de testigos (93 mm de diámetro) extraídos de elementos de mayor tamaño (prismas de 150 x 150 x 600 mm), donde se verificó la influencia de la dirección de extracción del testigo con respecto a la orientación preferencial de las fibras debida a la vibración utilizada para la compactación.

La extracción de testigos se realizó tanto en dirección paralela a la de llenado del prisma como en forma perpendicular a la misma, tal como se indica en la Figura 5. Puesto que los prismas fueron compactados enérgicamente mediante vibración externa, es de esperar que las fibras se ubiquen preferencialmente en planos horizontales [5]. Por consiguiente, la respuesta de los testigos debería depender en forma significativa de su orientación original con respecto a la dirección de llenado.

La Figura 6 muestra las respuestas promedio σ-w de los testigos extraídos en ambas direcciones. Puede verse claramente

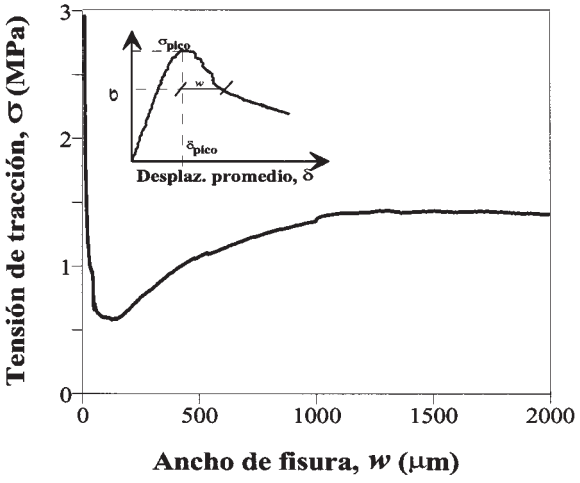


Figura 4. Curva σ-w.

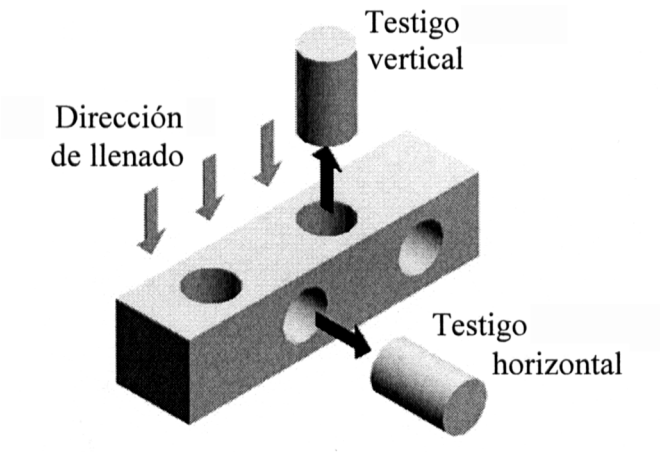


Figura 5. Extracción de testigos.

que los testigos verticales (es decir, paralelos a la dirección de llenado) muestran una capacidad resistente de post-pico más baja que la de aquellos extraídos en dirección horizontal (perpendicular a la dirección de moldeo). Este comportamiento se debe a que en los testigos horizontales la mayoría de las fibras se orientan en forma normal al plano de fractura.

Desde un punto de vista práctico, resulta de gran utilidad que el mismo método de ensayo pueda utilizarse tanto para la caracterización de un material en probetas moldeadas, como para el material que constituye una estructura. Sin embargo, es evidente que en la interpretación de los resultados de los testigos debe tenerse muy en cuenta la dirección de extracción, en especial en el caso de elementos compactados por vibración enérgica. Por otro lado, la extracción de muestras en varias direcciones permitiría evaluar la existencia de una orientación preferencial de las fibras debida al proceso de compactación y la influencia de este fenómeno en el comportamiento en tracción, tal como fuera demostrado en [6] y [7].

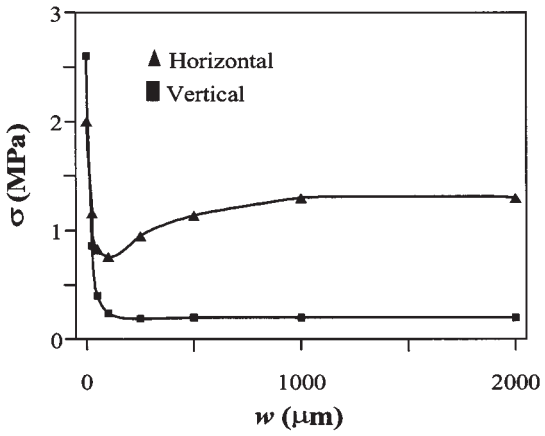


Figura 6. Curvas σ-w de testigos.

Para desarrollar un mejor análisis del comportamiento del hormigón y obtener parámetros de aplicación práctica, se introdujeron conceptos como la rotación relativa del plano de fisuración, fibras eficaces (aquellas que al ser extraídas resisten la apertura de la fisura) y resistencias equivalentes a tracción de post-pico [8-9].

El estudio desarrollado demuestra que, para los rangos y parámetros estudiados, el ensayo de tracción uniaxial para el HRFA que emplea cilindros con una entalla central, recientemente propuesto por RILEM [3], es fiable y representativo.

– *Ensayo 'push-off' de cortante directo*

La posibilidad de utilizar fibras de acero para mejorar la capacidad resistente y la ductilidad durante la rotura por cortante es una de las principales aplicaciones potenciales de los HRFA, ya sea en forma combinada con las armaduras transversales convencionales o sustituyendo estas últimas por completo.

Con el objetivo de estudiar la resistencia y ductilidad del HRFA en cortante a nivel del material, en estos ensayos se ha adoptado una configuración conocida por el nombre de push-off, donde se aplica una carga de compresión sobre una probeta prismática con dos entallas laterales que definen un plano central de cortante directo; el esquema de la misma y la configuración general del ensayo se muestran en la Figura 7. Esta configuración fue utilizada anteriormente en diferentes variantes por [10-15] .

Las probetas de cortante directo fueron aserradas a partir de las mitades resultantes del ensayo de flexotracción realizado sobre vigas entalladas de 150 x 150 x 600 mm. De este modo, además de observar la respuesta en cortante, se cuenta con datos sobre la resistencia y tenacidad del mismo hormigón en ensayos de flexión y tracción uniaxial para posteriores estudios comparativos.

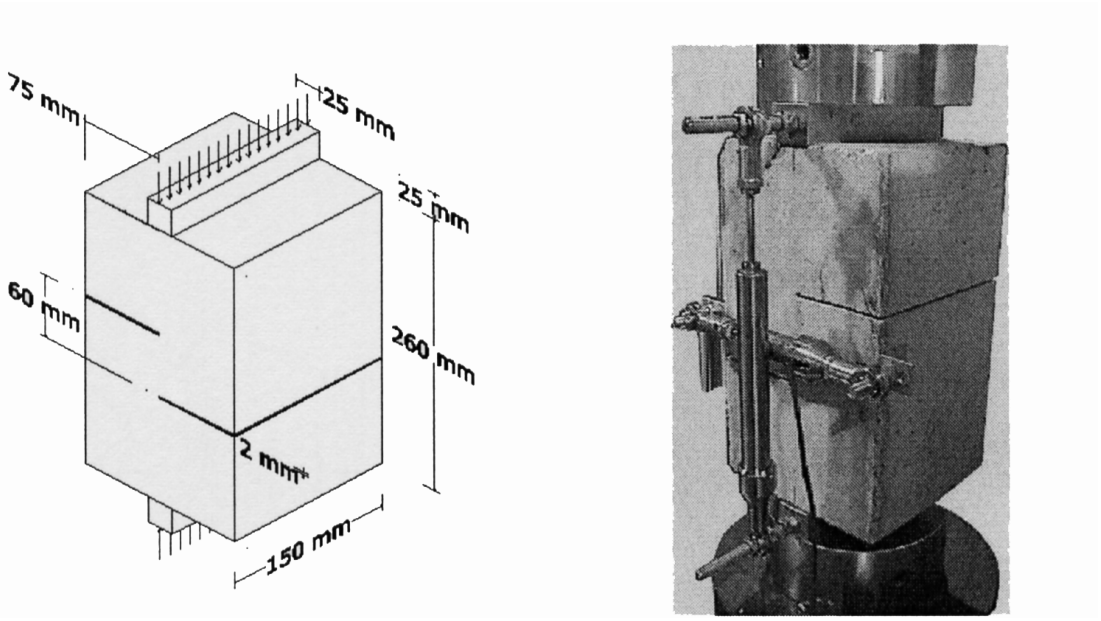


Figura 7. Probeta tipo push-off y configuración del ensayo. Pueden verse los LVDTs dispuestos horizontal y verticalmente para la medición de la apertura de fisura y del deslizamiento relativo entre las caras de la misma, respectivamente.

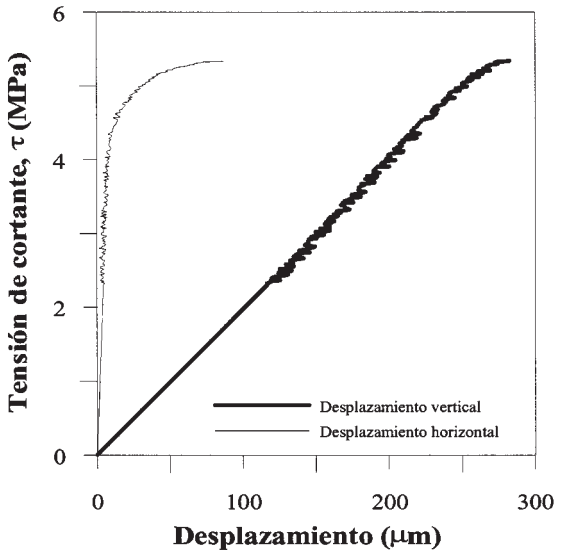


Figura 8. Respuesta a cortante directo del hormigón sin fibras.

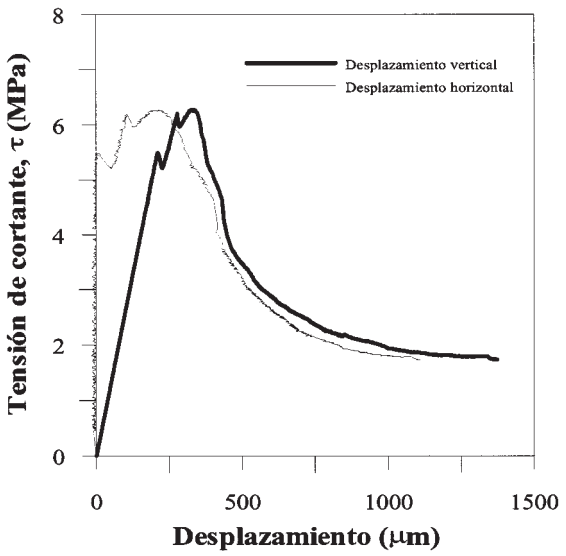


Figura 9. Respuesta a cortante directo del HRFA.

Los ensayos muestran que el refuerzo mediante fibras de acero mejora el comportamiento del hormigón en cortante, aumentando la carga última y haciéndolo más dúctil. Se ha observado que las probetas de hormigón sin fibras rompen de manera brusca e inestable. En cambio, en el caso de los HRFA el modo de rotura es diferente, caracterizado por una gran ductilidad.

Las Figuras 8 y 9 muestran curvas típicas de variación de las tensiones de cortante en función del desplazamiento vertical y horizontal (apertura de la fisura de cortante) para un hormigón H30, con y sin fibras, respectivamente.

Mientras que en los hormigones sin fibras, de características extremadamente frágiles, no fue posible controlar el ensayo una vez alcanzada la carga de fisuración (Figura 8), en los HRFA (Figura 9) es posible observar que las curvas resultan lineales hasta una carga bastante menor que la carga máxima; inicio de la fisuración. A partir de esta primera fisura se produce una ligera caída de la carga acompañada por un incremento en el desplazamiento, dicho desplazamiento es el requerido para que las fibras empiecen a actuar. Entonces se verifica un nuevo e importante crecimiento de la carga hasta llegar al pico, obteniéndose finalmente una caída gradual de la capacidad de carga con importantes resistencias residuales.

Se ha observado que la incorporación de fibras de acero al hormigón produjo incrementos en la resistencia a cortante del orden del 20% en hormigones de resistencia normal y de hasta un 100% en hormigones de alta resistencia. Resultados de estudios anteriores evidencian que los beneficios se incrementan con el nivel de resistencia de la matriz (que favorece la adherencia de las fibras) y con el volumen de fibras incorporado.

Como valores de tenacidad se calcularon la tenacidad absoluta (área bajo la curva tensión-desplazamiento) y la resistencia a cortante equivalente (resistencia promedio en un rango de desplazamiento), verificándose un aumento significativo de estos parámetros con el contenido de fibras y nivel resistente, y la capacidad de los mismos para valorar a tenacidad del HRFA bajo cargas de cortante.

En general, el ensayo aparece como una buena alternativa para evaluar el comportamiento en cortante del HRFA y comparar diferentes contenidos y tipos de fibra a nivel del material como paso previo a la aplicación en elementos estructurales.

– *Ensayo de compresión uniaxial*

La respuesta tensión-deformación axial en compresión no es un parámetro estándar en el cálculo estructural del día a día, ni tampoco es una propiedad del hormigón cuantificada rutinariamente. Sin embargo, es un indicador válido de la ductilidad del material bajo cargas de compresión y es a veces utilizado para el análisis estructural no lineal.

Este estudio fue realizado con la intención de recomendar un método para la determinación de la respuesta tensión-deformación del HRFA bajo compresión uniaxial y, a su vez, para determinar dicha respuesta en el caso de los HRFA utilizados en el proyecto.

El ensayo propuesto utiliza un cilindro estándar de 150 x 300 mm y no necesita de ningún procedimiento especial de moldeo o curado. Sin embargo, y debido a que no se interpondrá ningún material entre la probeta y los platos de carga de la máquina de ensayo, se deberán pulir las caras de la probeta para asegurar una distribución uniforme de la carga y que las superficies sean planas. El ensayo se debe realizar en un sistema que permita el control por lazo cerrado, para poder obtener una respuesta pre- y post-pico estable, además, se recomienda realizar el control a través de un extensómetro circunferencial tipo cadena. De esta manera, se evitan pérdidas de estabilidad por "snap-back", ya que la deformación circunferencial aumenta de manera monotónica y mucho más lentamente que la axial. Obviamente, la deformación axial también deberá ser medida para obtener la respuesta buscada.

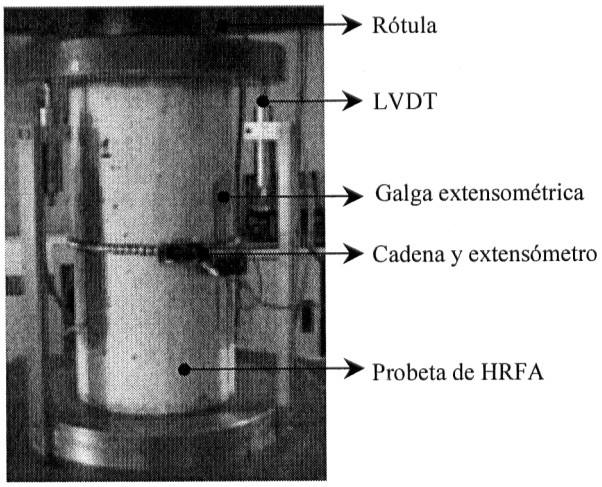


Figura 10. Configuración general del ensayo de compresión para obtener la respuesta tensión-deformación uniaxial.

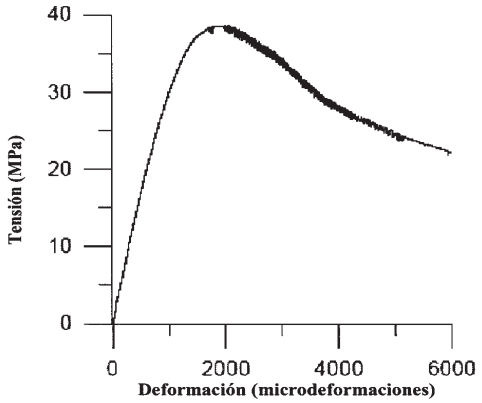


Figura 11. Respuesta tensión-deformación uniaxial en compresión.

Para medir las deformaciones del material se han empleado galgas extensométricas y LVDTs. Las galgas extensométricas proporcionan las medidas más confiables de deformación, sin embargo, al estar pegadas a la probeta, éstas son útiles sólo hasta la aparición de la fisuración. A partir de entonces, las galgas dejan de servir y, por lo tanto, será necesario contar con un sistema alternativo. De este manera, para poder seguir obteniendo medidas de deformación después de la fisuración, también se disponen 3 LVDTs a 120° alrededor de la probeta. La Figura 10 muestra la configuración general del ensayo propuesto.

La Figura 11 muestra una curva tensión-deformación típica obtenida del ensayo para un hormigón H30. Como se propone en [16], la respuesta pre-pico se obtiene como media de las lecturas de las galgas extensométricas, mientras que el post-pico se obtiene de la media de los LVDTs, es decir, se combinan el pre-pico de las galgas y el post-pico de los LVDTs.

Como era de esperar, se ha visto que la incorporación de fibras de acero conlleva a un aumento en la capacidad de carga del material para grandes deformaciones (en el régimen de post-pico) o resistencia residual, mientras que el comportamiento de los HRFA y de los hormigones base es muy similar para deformaciones pequeñas (régimen de pre-pico). Asimismo, resultados de estudios anteriores indican que las ganancias en tenacidad debido a las fibras aumentan significativamente con el nivel resistente.

– *Ensayos de retracción restringida*

En el caso de elementos delgados, tales como paredes de tubos, capas de recubrimiento y paneles de fachada, puede producirse una significativa fisuración si se restringe la retracción por secado del hormigón. Este tipo de fisuración puede, a su vez, ser controlada por la acción de las fibras.

Para estudiar los posibles beneficios de las fibras de acero en lo que hace al control de la fisuración por retracción por secado, se ha utilizado un ensayo bastante popular para comparar las prestaciones de diferentes materiales en este contexto. El ensayo consiste en un anillo de hormigón moldeado alrededor de un disco o anillo de hierro que restringe su retracción durante el secado. Después de moldeado, el anillo se cura y luego es sometido a un secado que produce su retracción y, consecuentemente, tensiones de tracción en el hormigón (ya que el anillo de acero impide su deformación). Cuando las tensiones exceden la resistencia a tracción del hormigón, ocurre la fisuración. La edad a la que esta fisuración se produce y su evolución en términos de apertura de fisuras pueden utilizarse como indicadores de la resistencia del material frente a una fisuración localizada.

La Figura 12 muestra la configuración general del ensayo, la cual fue adaptada tomando como base aquella propuesta por Weiss y Ferguson [17]. Entre otros estudios que han empleado este tipo de ensayo se pueden citar [18-21]. El anillo de hormigón tiene 150 mm de altura y 40 mm de espesor, y se moldea alrededor de un anillo de acero de la misma altura y 12 mm de espesor. El diámetro interno del anillo de hormigón es de 300 mm. El anillo se asienta sobre una placa de madera recubierta por una delgada lámina de teflón, para evitar la fricción con la base.

Después de un período de curado de 7 días, se quita el anillo de acero exterior que sirve de molde, se sella el anillo de hormigón en la parte superior para mantener condiciones de simetría axial y se coloca la probeta en una cámara climática a 20°C y 50% de humedad relativa durante el tiempo que dura el ensayo.

Para aplicaciones prácticas, probablemente sea suficiente inspeccionar visualmente el anillo por su parte exterior para determinar la edad a la que se produce la fisuración. Este tiempo es un parámetro indicativo de la resistencia del material a la fisuración por retracción por secado. De cualquier manera, se recomienda medir manualmente los desplazamientos producidos utilizando un reloj comparador y puntos demec pegados a la parte superior del anillo.

Adicionalmente, en este estudio se registraron también dos medidas eléctricas; por un lado se colocó una galga extensométrica pegada en el interior del anillo de acero (Figura 12) para medir las deformaciones debidas a las tensiones generadas en el acero por la contracción del hormigón, por otro lado también se pintó una línea exterior a media altura con pintura de plata, en forma de hilo conductor (la aparición de una fisura cortaría el conductor). Las lecturas eléctricas fueron registradas continuamente por un equipo de adquisición de datos.

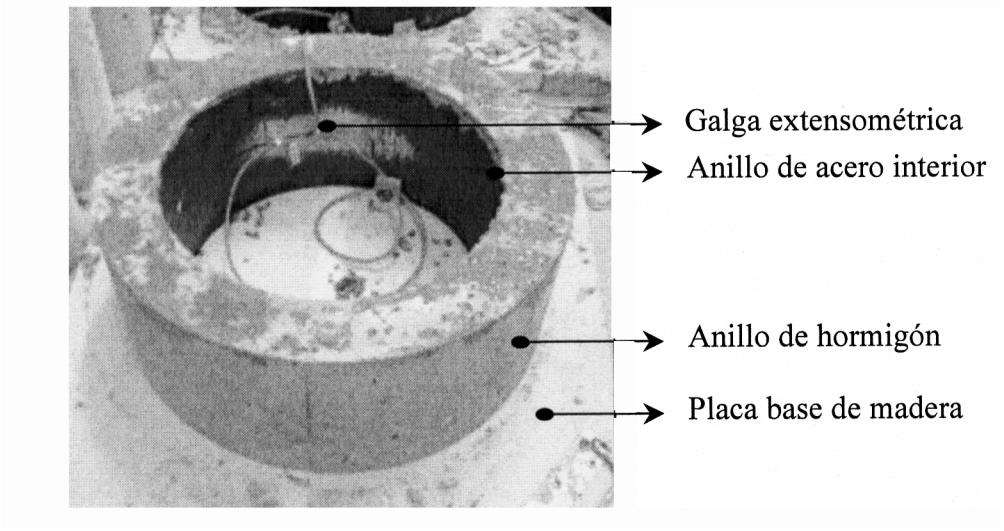


Figura 12. Configuración del ensayo de retracción restringida.

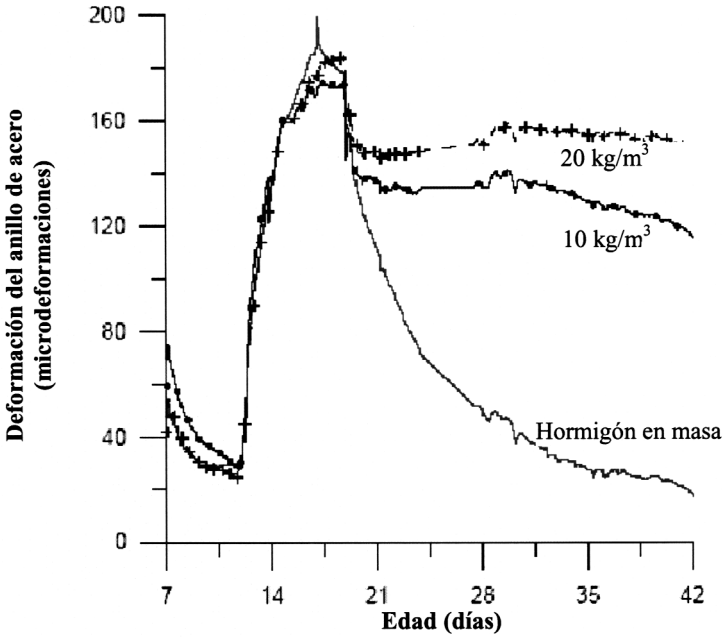


Figura 13. Deformación del anillo de acero interior conforme transcurre el ensayo.

La Figura 13 muestra resultados obtenidos en términos de deformación del anillo de acero interior para el caso del hormigón en masa y para el mismo hormigón reforzado con 10 y 20 kg/m^3 de fibras de acero. Como se puede observar, en el caso del hormigón sin fibras, la aparición de la fisura produce una caída gradual de la deformación en el anillo de acero que restringe la retracción. En el caso de los HRFA, también se produce un descenso en las lecturas de deformación del anillo de acero, pero para una deformación ligeramente superior, además, esta caída no alcanza deformación cero, lo cual indica la que se produce una redistribución de tensiones que permite conseguir significativas resistencias residuales.

Los resultados de esta limitada campaña experimental indican que el ensayo del anillo brinda resultados útiles para comparar la respuesta de diferentes hormigones en términos de su resistencia a la fisuración por retracción. Asimismo, la simplicidad del equipamiento necesario hacen que esta metodología sea especialmente aplicable, por ejemplo, para el caso de ensayos en plantas de prefabricación.

– *Evaluación de los efectos de la velocidad de carga y de la fisuración a largo plazo*

Con el objetivo de estudiar los efectos de la velocidad de aplicación de la carga y el comportamiento diferido del HRFA bajo carga constante, se llevó a cabo una campaña experimental donde probetas prismáticas entalladas se ensayaron a flexotracción bajo la configuración propuesta por RILEM [2].

Este tipo de ensayos ayudan a estimar la capacidad de carga y el comportamiento post-pico del material a muy corto y largo plazo, lo cual puede resultar de gran interés, ya que resulta necesario cuantificar las ganancias en tenacidad debido a la incorporación de fibras no solo en el estado límite último de rotura sino también durante la vida en servicio.

Se realizaron ensayos con 4 diferentes velocidades de aplicación de carga, variando un orden de magnitud en cada caso (3,3, 0,33, 0,03 y 0,005 micras/segundo), un orden de magnitud por encima y tres ordenes de magnitud por debajo de la velocidad recomendada por RILEM. La Figura 14 muestra curvas típicas para cada caso, donde se puede observar que la carga de pico y las cargas residuales en el régimen de post-pico, o tenacidad, tienden a disminuir con la velocidad de aplicación de la carga. Al mismo tiempo, vale decir que se presenta un resultado anómalo en el caso de 0,005 micras/seg, ya que dicha respuesta es similar o incluso mayor que la correspondiente a 0,03 micras/seg. En cualquier caso, dentro del alcance de este estudio, las máximas disminuciones de las resistencias residuales y parámetros de tenacidad no fueron superiores al 20% respecto a aquellas obtenidas con una velocidad de carga normal.

En la segunda fase de este apartado, se estudio el comportamiento del material a largo plazo, en particular la relajación de la carga para una apertura de fisura constante. Se realizaron ensayos de flexotracción cargando las probetas hasta una determinada apertura de fisura, para luego, manteniendo constante esta apertura de fisura, registrar continuamente la caída de carga durante lapsos de un día.

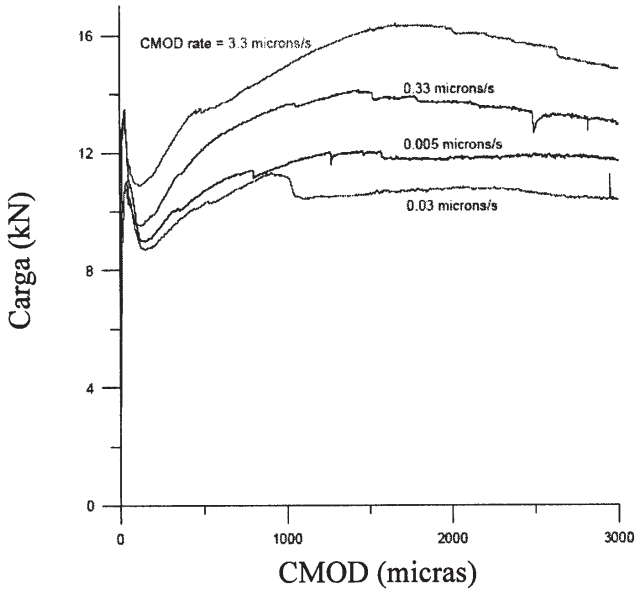


Figura 14. Curvas carga-CMOD para distintas velocidades de carga.

La Figura 15 muestra una típica respuesta carga-tiempo, donde los incrementos casi verticales de carga corresponden a la rápida recuperación diaria del ensayo (3,3 micras/seg) y los descensos graduales corresponden a la relajación que sufre el material a lo largo de 24 horas. Se puede observar que las caídas de carga aumentan con la apertura de fisura, la que al mismo tiempo también resulta más difícil de estabilizar.

La Figura 16 muestra, con líneas continuas, los casos extremos obtenidos, las líneas punteadas estiman el correspondiente comportamiento carga-CMOD a largo plazo. Como se puede observar, las respuestas a largo plazo son un 20-40% más bajas que las obtenidas a corto plazo. Esto se atribuye a mecanismos de fluencia que producen la disminución (relajación) de las tensiones generadas por la acción de costura de las fibras y aumentan la apertura de la fisura a largo plazo.

3.2 Ensayos estructurales

– *Vigas bajo cargas de cortante*

Con el objetivo de estudiar la influencia de las fibras en la respuesta a cortante de elementos estructurales a escala real, y pensando en las posibilidades de combinación o reemplazo de la armadura convencional de cortante por fibras de acero, se realizaron ensayo sobre vigas de hormigón armado con y sin fibras, de sección transversal rectangular y en T [9].

Las vigas estudiadas fueron fuertemente armadas longitudinalmente para que la fisuración por flexión sea insignificante, manteniéndose aproximadamente constante la cuantía de armaduras longitudinales en todas las vigas. Además, como la

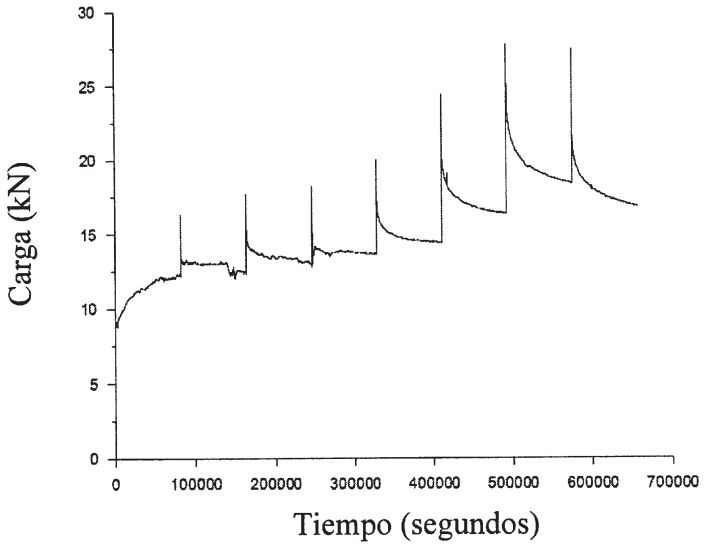


Figura 15. Evolución de la carga durante el ensayo de relajación.

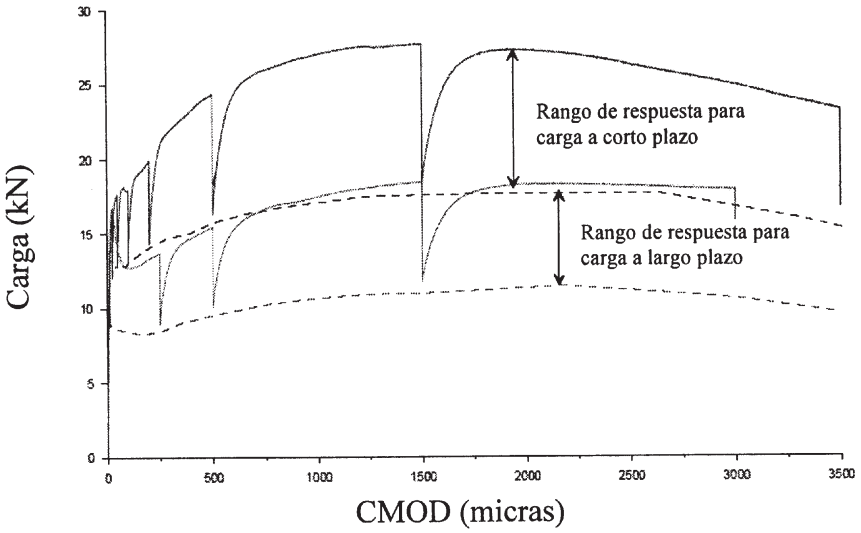


Figura 16. Comportamiento carga-CMOD a largo y corto plazo.

carga no fue aplicada en centro luz, es en la parte más corta de la viga, de longitud *a* (luz de cortante) donde se espera que ocurra la fisuración principal. La relación entre el canto útil de la viga y la luz de cortante (*a/d*) se mantiene aproximadamente constante e igual a 3,5. A su vez, la luz entre apoyos es aproximadamente igual a 8 veces el canto útil. Las vigas rectangulares tienen diferentes cantos ($20 < h < 60$ cm) y ancho constante ($b = 20$ cm), mientras que las vigas en T tienen diferentes alturas y anchos de ala ($8 < h_{ala} < 23$ cm, $50 < b_{ala} < 100$ cm), y el ancho del alma y canto total permanecen constantes ($b = 20$ cm, $h = 50$ cm). No se ha dispuesto ningún tipo de armadura transversal de cortante.

En los ensayos se ha utilizado un hormigón de resistencia característica a compresión de 30 MPa, con 40 kg/m^3 de fibras de acero Dramix® RC 65/60 BN (60 mm de longitud y 0.9 mm de diámetro). En la Figura 17 se puede observar el montaje y la configuración general del ensayo. El control se realizó a través del desplazamiento del pistón y se registraron: la flecha debajo del punto de aplicación de la carga, las deformaciones en el alma del elemento y las rotaciones en los apoyos.

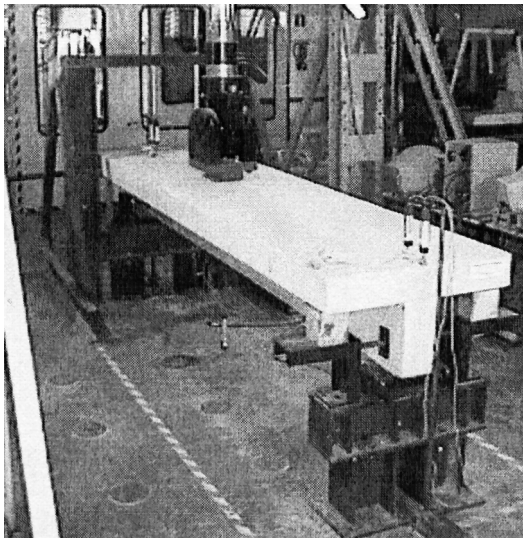
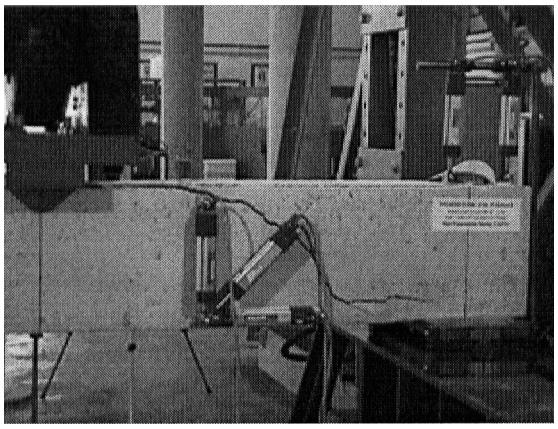


Figura 17. Configuración general del ensayo.



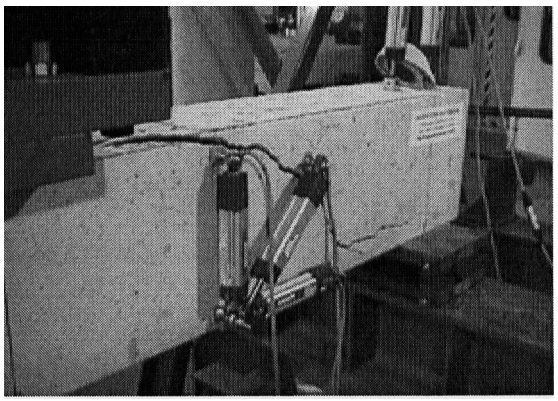


Figura 18. Modo de falla para el caso de una viga de 20 x 30 cm de hormigón sin fibras.

Las Figuras 18 y 19 muestran los modos de falla observados en el caso de una viga rectangular de $b = 20$ cm y $h = 30$ cm, con y sin fibras, respectivamente. En el caso de la viga de hormigón sin fibras (Figura 18), una vez alcanzada la carga máxima, la rotura se produjo de manera brusca y catastrófica, con la aparición de una única fisura localizada en la luz crítica de cortante. Por el contrario, la viga de HRFA presentó un modo de rotura mucho más dúctil; la primera fisura aparece en la luz crítica de cortante pero luego se produce una redistribución de tensiones que provoca un cuadro de fisuración múltiple que se extiende a lo

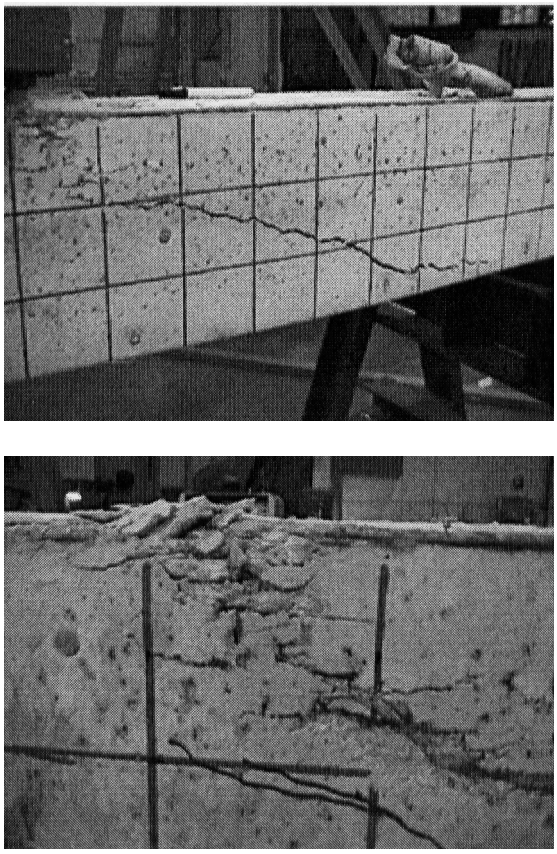


Figura 19.Modo de falla para el caso de una viga de 20 x 30 cm de HRFA.

largo de toda la luz del elemento. Además, la rotura se produce después de un notable aplastamiento en la cabeza de compresión (Figura 19), y por lo tanto con una mayor absorción de energía.

La Figura 20 muestra la respuesta carga-flecha correspondiente a vigas rectangulares de 30 y 60 cm de canto, con y sin fibras. Resulta evidente que la incorporación de fibras metálicas produce un aumento significativo de la deformabilidad y capacidad de carga a cortante del elemento. Mejoras similares pueden observarse también en el caso de vigas con sección en T, como muestra la Figura 21 para el caso de vigas T de canto total, h = 50 cm, ancho, b = 20 cm, altura de ala, h_{ala} = 15 cm y ancho de ala, b_{ala} = 100 cm.

Este estudio sobre vigas a escala real ha demostrado que la incorporación de fibras de acero mejora sustancialmente las características de deformabilidad y capacidad de carga en cortante, tanto en el caso de vigas rectangulares como de sección en T. Se observaron incrementos promedio en la capacidad de carga del 102% y 73% para el caso de vigas rectangulares de 30 y 60 cm de canto, respectivamente. A su vez, para estos mismos elementos, la flecha correspondiente a la carga de fisuración aumentó en un 127% y 66% en los elementos de HRFA respecto a aquellos de hormigón sin fibras.

En el caso de las vigas con sección en T, la incorporación de fibras produjo incrementos del 60% y 117% en la carga última y su correspondiente flecha, respectivamente.

– *Vigas de puente postesadas*

El cálculo a cortante de vigas para puentes de hormigón con sección en T/doble-T o tipo cajón se realiza convencionalmente a través de la consideración de armaduras transversales o estribos. Este tipo de armado obliga a disponer de un espesor relativamente grueso para el alma del elemento, ya que por un lado el hormigón debe poder fluir entre las armaduras para llenar el encofrado, y por otro lado, se necesita un determinado recubrimiento de las armaduras para asegurar una adecuada durabilidad.

El objetivo de este estudio ha sido evaluar la posibilidad de reemplazar las armaduras convencionales de cortante mediante la utilización de HRFA. De esta manera, se han realizado ensayos sobre vigas de HRFA de resistencia normal, donde la armadura convencional se reemplazó por fibras de acero. Las vigas, de sección doble-T , tienen 7,6 m de luz, 60 cm de canto, 60 cm de ancho de ala y l0 cm de espesor de alma. Para establecer comparaciones, también se fabricaron idénticos elementos empleando la solución convencional de hormigón armado. Las vigas fueron fabricadas en una obra de la empre-

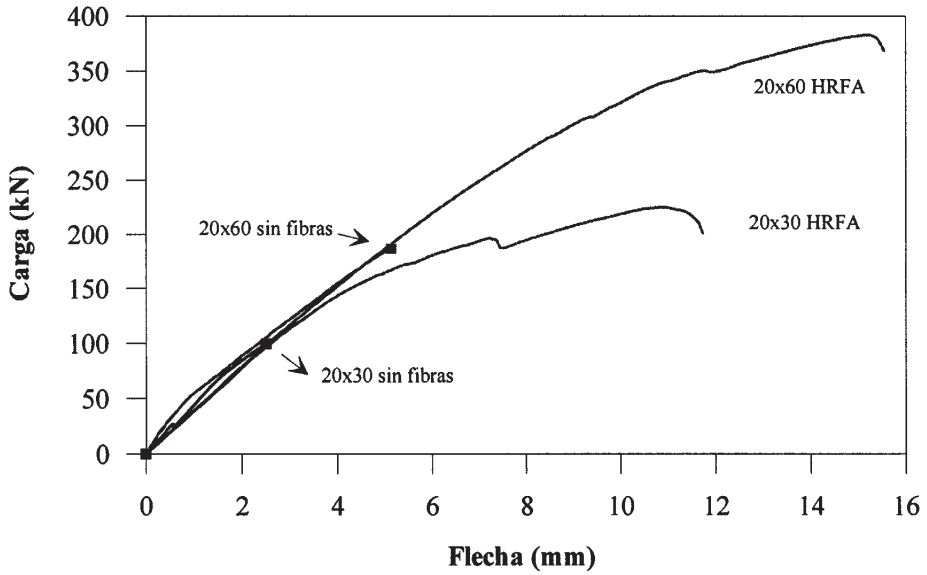


Figura 20. Curvas carga-flecha de vigas rectangulares de 30 y 60 cm de canto.

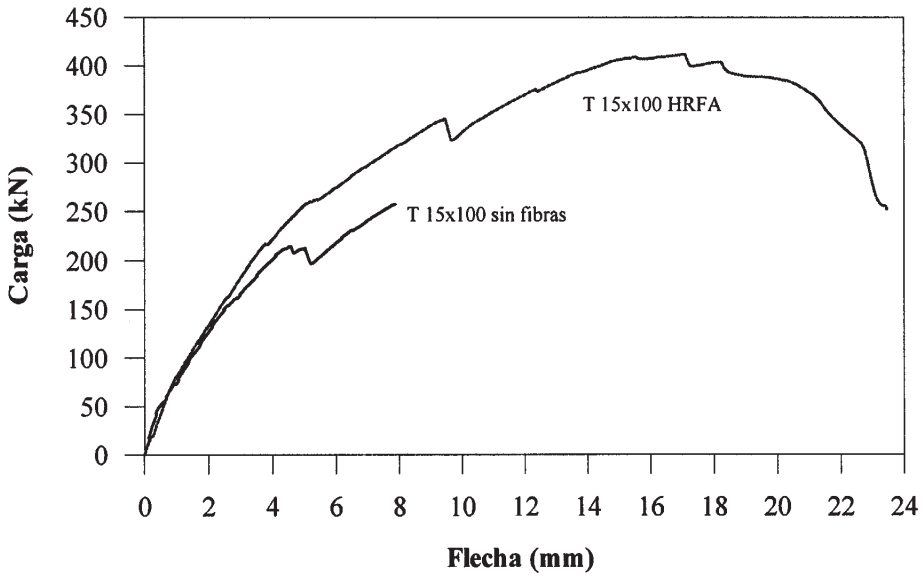


Figura 21. Curvas carga-flecha de vigas-T con h = 50 cm, b = 20 cm, h_{ala} = 15 cm y b_{ala} = 100 cm.

sa FCC Construcción S.A. en Barcelona. Cada viga esta constituida por tres segmentos, los cuales son luego unidos mediante el postesado y conectados a través de juntas secas con llaves de cortante de dimensiones normales. Las Figuras 22 a 24 muestran detalles de los segmentos, operaciones de postesado y de la configuración general del ensayo.

Los resultados han demostrado que, en términos resistentes, el comportamiento de las vigas de HRFA y de aquellas armadas convencionalmente fue similar. Sin embargo, el modo de rotura fue significativamente diferente; las vigas de hormigón armado rompieron de manera brusca, debido a la propagación repentina de la fisuración y aplastamiento del ala de compresión, mientras que en el caso de HRFA la rotura se produjo de manera controlada manteniendo la integridad estructural incluso después de la rotura (Figura 25).

A modo de ejemplo, la Figura 26 muestra las curvas carga-f1echa para dos niveles de pretensado. Resulta evidente que la viga de HRFA sin estribos de cortante puede resistir prácticamente la misma carga que aquella de hormigón armado convencional.

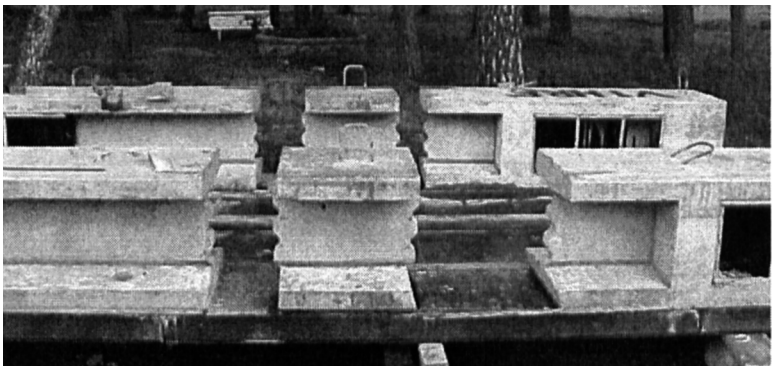


Figura 22. Segmentos de las vigas después del desmolde.

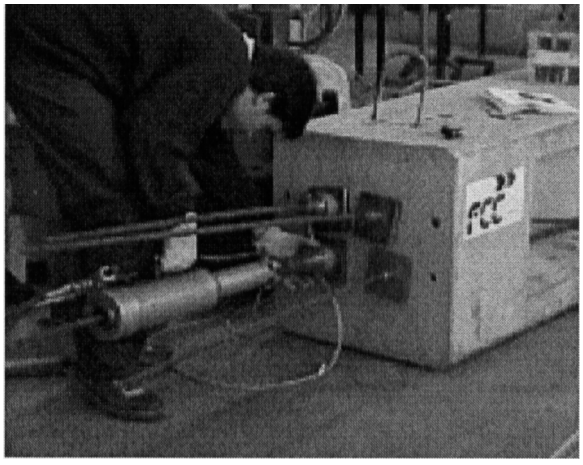


Figura 23. Operación de postesado.

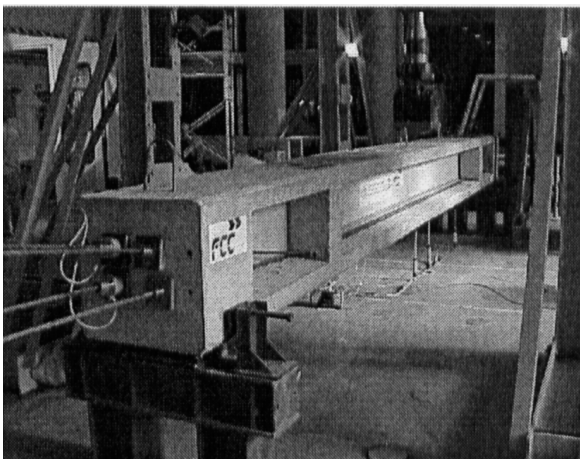


Figura 24. Configuración general del ensayo.

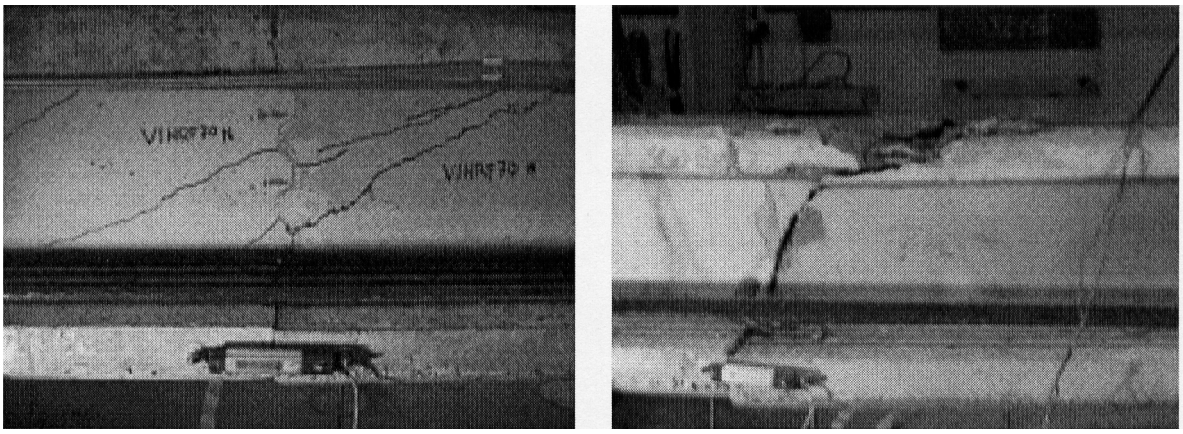


Figura 25. Modo de rotura de un elemento de HRFA (izquierda) y de hormigón armado convencional (derecha).

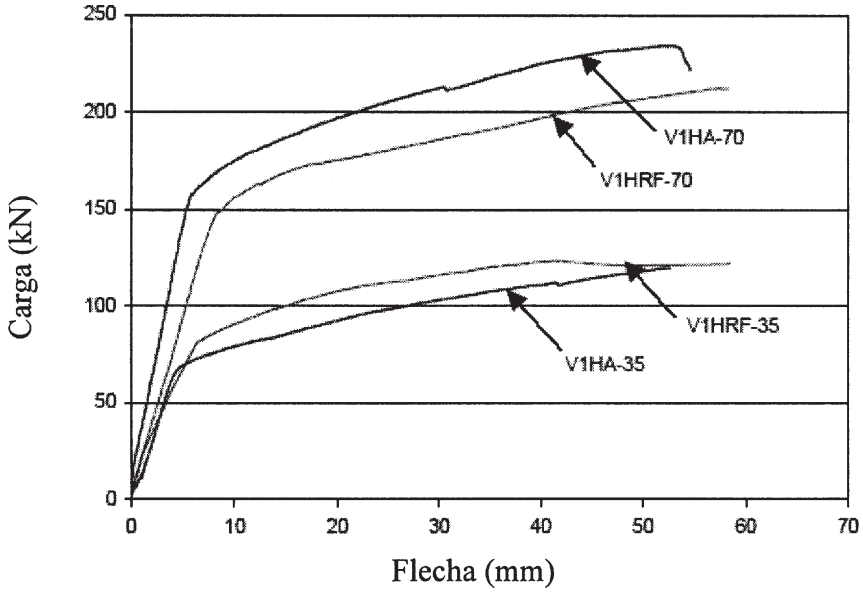


Figura 26. Respuestas carga-flecha correspondientes a vigas de hormigón armado convencional (VIHA) y HRFA (VIHRF), para dos niveles de tesado.

Estas series de ensayos han demostrado que las fibras de acero pueden reemplazar a los estribos de cortante en este tipo de elementos de alma delgada, con el beneficio adicional de una mayor ductilidad durante la rotura. Asimismo, se ha observado que en este tipo de vigas prefabricadas en segmentos, las llaves de cortante de HRFA son capaces de mantener la integridad estructural incluso después de la rotura, mientras que en el caso de armado convencional las llaves resultan completamente aplastadas; produciéndose desprendimientos de hormigón al alcanzar la carga máxima.

De esta manera, el empleo de HRFA y del postesado exterior podría conducir a la fabricación de este tipo de elementos de alma delgada sin ningún tipo de armadura convencional, lo cual redundaría en ahorro de materiales y tiempos de construcción.

4. CONCLUSIONES

Dentro del recientemente finalizado proyecto Brite-Euram sobre Métodos de Ensayo y de Cálculo para el Hormigón Reforzado con Fibras de Acero, financiado por la Comisión de la Comunidad Europea, se han tratado casi todos los aspectos esenciales para la correcta utilización de este material en aplicaciones estructurales. Se pueden destacar tres "productos" significativos del proyecto, en el cual han participado 11 grupos de investigadores de 5 países. El primer producto consiste en una serie de recomendaciones para la caracterización del material, en particular su tenacidad. El segundo son los métodos de cálculo que se han formulado y verificado dentro del proyecto para la aplicación estructural del HRFA. El tercer producto es una serie de aplicaciones industriales prototipo de HRFA que han sido diseñadas y validadas mediante pruebas en tres países de Europa.

Agradecimientos

Los autores quieren mostrar su agradecimiento por el soporte recibido a través del proyecto de investigación básica Brite-Euram BE 97-4163 (contrato BRPR-CT98-0813) financiado por la Comisión de la Comunidad Europea, y de los proyectos de investigación MAT99-1370-CE, PB98-0928 y PB98-0927 de la CICYT para los trabajos presentados en este

artículo. Asimismo, agradecen la participación de Julio Rossi, Miguel Ángel Martín, Camilo Bernad, José Turmo, Joel Piernagorda e Iain Burnett en las distintas fases de los trabajos aquí citados. El éxito del proyecto europeo fue posible gracias a la dedicación y el empeño del coordinador del mismo, Sr. Dirk Nemegeer de la empresa Bekaert.

REFERENCIAS

1. Dupont, D. y Vandewalle, L., Eds., *Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete,* Informes del Proyecto Brite-Euram, Contrato BRPR-CT98-813, CD Rom, ISBN 90-5682-358-2, 2002.

2. RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete, "Bending test: Final recommendation", *Mater. Struct.,* V. 35, pp. 579-582, 2002.

3. RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete "Recommendations: Uni-axial tension test for steel fibre reinforced concrete", *Mater. Struct.,* V 34, pp. 3-6, 2001.

4. Hillerborg, A., Modeér, M. y Peterson, P.E. "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements", *Cem. Concr. Res,* V. 6, pp. 773-782, 1976.

5. Saldivar, H., *Flexural toughness characterization of steel fiber reinforced concrete,* Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 1999.

6. Casanova, P., *Bétons renforcés de fibres métalliques: du matériau à la structure,* Tesis Doctoral, École Nationale des Ponts et Chaussées, París, 1995.

7. Rossi, P., *Les bétons de fibres métalliques,* Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, París, 1998.

8. Barragán, B., Gettu, R., Zerbino, R. y Martín, M. A. "El ensayo de tracción uniaxial para hormigón reforzado con fibras de acero", *Hormigón y Acero,* n.º 221-222, pp. 125-134, 2001.

9. Barragán, B. *Failure and toughness of steel fiber reinforced concrete under tension and shear,* Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2001, http://www.tdx.cesca.es/TDCat-1205102-083658/

10. Barr, B. "The Fracture Characteristics of FRC Materials in Shear", *Fiber Reinforced Concrete, Properties and Applications,* Eds., Shah, S.P. y Batson, G.B., American Concrete Institute, Detroit, EE.UU., pp. 27-53, 1987.

11. Swamy, R., Jones, R. y Chiam, T. "Shear Transfer in Steel Fiber Reinforced Concrete", *Fiber Reinforced Concrete, Properties and Applications,* Eds., Shah, S. P. y Batson, G. B., American Concrete Institute, Detroit, EE.UU., pp. 565-593, 1987.

12. Hsu, T.T.C., Mau, S.T. y Chen, B. "Theory of shear transfer strength of reinforced concrete", *ACI Struct. J., pp. 149-160, 1987.*

13. Balaguru, P. y Dipsia, M. G., "Properties of Fiber Reinforced High-Strength Semilightweight Concrete", *ACI Mater. J.,* V. 90, pp. 399-405, 1993.

14. Valle, M. y Büyüköztürk, O., "Behavior of Fiber Reinforced High-Strength Concrete under Direct Shear", *ACI Mater. J.,* V. 90, pp. 122-133, 1993.

15. Khaloo, A. R. y Kim, N. "Influence of concrete and fiber characteristics on behaviour of steel fiber reinforced concrete under direct shear", *ACI Mater. J.,* pp. 592-601, 1997.

16. Glavind, M. *Evaluation of the compressive behaviour of fiber reinforced high strength concrete*, Tesis Doctoral, Technical University of Denmark, Lyngby, Dinamarca, 1992.

17. Weiss, W.J. and Fergusson, S. "Restrained shrinkage testing: The impact of specimen geometry on quality control testing for material performance assessment", *Creep, Shrinkage and Durabillity Mechanics of Concrete and other Quasi-Brittle Materials*, Eds. F.-J. Ulm, Z.P. Bazant and F.H. Wittmann, Elservier Science, pp. 645-650, 2001.

18. Swamy, R.N. and Stavrides, H. "Influence of fiber reinforcement on restrained shrinkage and cracking", *ACI Mater. J.,* V. 76, pp. 443-460, 1979.

19. Grzybowski, M. and Shah, S.P. "Shrinkage cracking of fiber reinforced concrete", *ACI Mater. J.,* V. 87, núm. 2, pp. 138-148, 1990.

20. Holt, E.E., and Jansen, D.J. "Influence of early age volume changes on long-term concrete shrinkage", *Transportation Res. Record 1610*, pp. 28-32, 1998.

21. Shah, S.P., Weiss, W.J. and Yang, W. "Shrinkage cracking - Can it be prevented?" *Concr. Intnl.,* V. 20, núm. 4, pp. 51-55, 1998.

22. RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete, "sigma-epsilon design method Final recommendation", *Mater. Struct.* V. 36, pp. 560-567, 2003.

23. RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete, "Design of steel fibre reinforced concrete using the sigma-w method: Principles and applications", *Mater. Struct.,* V. 35, pp. 262-278, 2002.

24. Gettu, R., Barragán, B.E., Sousa, J.L.A.O., Martín, M.A. and Burnett, I. "Experimental and numerical study of shear failure of fiber reinforced concrete beams", *High-Performance Concrete: Peformance and Quality of Concrete Structures,* Proc. Third CANMET/ACI Intnl. Conf. (Recife, Brasil), Supplementary CD, ACI International, EE.UU., 10 p., 2002.

ache

Análisis del comportamiento estructural del hormigón: de la micro a la macro estructura. Aplicación al caso de presas

Analysis of structural behaviour: from micro - to macrostructure. Application to dams

A. Aguado
♦
L. Agulló
♦
I. Carol
♦
I. Casanova
♦
C. M.ª López

E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Barcelona
Universidad Politécnica de Cataluña

RESUMEN

Desde hace años se conoce la existencia de diferentes tipos de expansiones en presas de hormigón construidas en España y en el extranjero, lo que ha puesto en evidencia, la necesidad de estudiar el envejecimiento de las mismas. Ahora bien, cada ingeniero responsable ha abordado el tema con distintas metodologías, no existiendo en la actualidad una unánimemente aceptada.

En lo que sigue se presenta la metodología puesta a punto en el grupo de trabajo, la cual permite estudiar el problema desde tres niveles diferentes: microestructura, mesoestructura y macroestructura, acoplando los resultados de salida de cada nivel como dato de entrada para el siguiente.

Este planteamiento permite una amplia profundización en este tipo de problemas y, refleja una vez más, que los comportamientos macroetructurales son consecuencia de los fenómenos que se producen a nivel microestructural. La metodología desarrollada ha permitido abordar, con éxito, el estudio de diversas presas españolas a lo largo de estos últimos años.

SUMMARY

The identification of different kinds of expansive phenomena in concrete dams from Spain and other countries has evidenced the necessity of carrying out more detailed studies on their ageing behaviour. Each engineer in charge has addressed this issue from different perspectives, and no unified approach exists to date.

This paper presents the methodology prepared in our workgroup focussing on the study of the problem at three different levels: investigations at the micro-, meso- and macrostructure are combined in such way that results from each level of study are used as an input to the following one.

This approach allows an in-depth study of this kind of problems and reflects, once again, that macrostructural behaviour is the consequence of processes occurring at the microstructural level. The methodology developed has been successfully applied to the study, monitoring and predictions of the behaviour of several Spanish dams during the past few years.

1. INTRODUCCIÓN

Con más frecuencia de la deseable, los estudios en ingeniería se hacen con planteamientos muy separativos, cada uno desde su ámbito de especialidad, sin conexión entre ellos. Ello, aparte de disputas clásicas de protagonismo, no conduce a buenos resultados, ya que la estructura es única y no reconoce de especialidades. Estos planteamientos se reflejan desde muy distintos puntos de vista. Así, dentro de un mismo colectivo es sorprendente encontrar, por un lado, los "*presistas*" y, por otro lado, los "*estructuralistas*", sin prácticamente conexión, dejando de lado el hecho de que una presa, tam-

bién, es una estructura. Esta problemática se observa en esta misma revista donde prácticamente no se publican artículos de este tipo de estructuras.

Ahora bien, dentro de los denominados "*estructuralistas*", se da con frecuencia visiones parciales del comportamiento estructural, perdiendo de vista que la respuesta de las estructuras de hormigón frente las diferentes acciones y condiciones ambientales es una consecuencia del comportamiento microestructural del hormigón. Este comportamiento es función de diversos factores que inciden en cada una de las fases del proceso constructivo a partir de la etapa de proyecto. A ello hay que añadir la importante incidencia del factor humano en todo el proceso, que de forma más subjetiva hace difícil evaluar su incidencia.

El presente artículo muestra de forma cualitativa, por un lado, las incidencias en las distintas etapas del proceso de diversos factores que reflejan la influencia de la microestructura en la respuesta estructural. Por otro lado, se pretende mostrar la necesidad de abordar el tema desde diferentes puntos de vista y a distintos niveles con objeto de dar una respuesta satisfactoria a los problemas derivados del comportamiento macroestructural. Para facilitar la comprensión se presentan resultados de la aplicación de esta metodología en diferentes presas españolas, donde se consideran las ideas utilizadas a lo largo del presente artículo.

2. MODELO GLOBAL

Cara al análisis global del comportamiento de las presas en servicio con problemas de expansiones del hormigón de las mismas se han desarrollado diferentes métodos numéricos que dan respuesta a distintos niveles y pueden interconectarse entre sí. Estos modelos y niveles son:

- Resolución numérica a *nivel microestructural* de la ecuación diferencial que representa la cinética de las reacciones que se pueden presentar en hormigones de presas con expansiones.

- Modelización a *nivel mesoestructural* del hormigón, mediante el método de los elementos finitos en el que se incorporan elementos juntas a las interfases entre el mortero y los áridos y, dentro del mortero, a lo largo de las principales tendencias posibles de fisuración.

- Modelización a *nivel macrosestructural* de la estructura. Puede ser con programas tradicionales al uso, tanto en 2D como en 3 D. En cada caso se adaptará lo que mejor convenga, tanto desde el punto de vista científico técnico como desde el punto de vista económico y tiempos de respuesta.

El planteamiento de desarrollo de cada una de estas líneas de investigación se hace desde un punto de vista integrador, de forma tal que los resultados de una etapa, puedan constituir los registros de entrada de la siguiente. En la Figura 1 se muestra un organigrama de la estructuración planteada de estos modelos (3).

En ella puede verse, en primer lugar los estudios realizados a microescala, en los que se simulan numéricamente la cinética de las reacciones. Los resultados de este estudio, en forma de incrementos de volumen, pueden traducirse a deformaciones unitarias que constituyen el punto de partida de los estudios numéricos de la segunda fase. En ésta se modeliza numéricamente el hormigón, y a partir de deformaciones impuestas diferenciales entre árido y mortero (expansión diferencial entre ambos), se puede determinar las deformaciones y tensiones para distintas condiciones de confinamiento.

El tercer nivel de estudio lo constituye el nivel macroestructural. En esta etapa la aportación no se hace en los métodos de cálculo, siendo los empleados métodos estándar, sino que la aportación se hace en las acciones a considerar. Entre ellas, están las deformaciones impuestas resultantes de las expansiones obtenidas de la etapa anterior; esto es, los resultados de la etapa anterior son los datos de partida de esta. Asimismo se introducen como acción las deformaciones impuestas de la acción térmica ambiental, determinándose ésta de forma numérica a partir de diferentes factores.

Todo este proceso, concatenado de forma no automátic hasta el momento presente, permite estudiar el comportamiento de presas de hormigón convencional o compactado con rodillos desde la microestructura a la macroestructura. Este sistema es innovador en España y presenta la indudable ventaja de unos costes (económicos, tiempo, etc,) reducidos con una alta fiabilidad de los resultados, tal y como se ha verificado en las presas de Graus, Tabescán (22) y, parcialmente en la presa de Belesar (5). Existen otros estudios nacionales e internacionales que reflejan la existencia de expansiones en numerosas presa nacionales e internacionales: (7), (12), (16), (13), (15), (17), existiendo un banco de datos ACRES International con datos de 98 presas.

3. APLICACIÓN EN PRESAS

3.1. Características de las presas

Uno de los casos más importantes de deterioro expansivo del hormigón se debe a la existencia de componentes en los áridos cuya meteorización genera un ataque de los compuestos del cemento, facilitando la formación de sustancias con un elevado volumen molar. Los movimientos en coronación de diversas presas de hormigón parecen estar relacionados con fenómenos expansivos asociados a ataques de tipo sulfático por la oxidación de la pirrotina existente en los áridos (presas Graus y Tabescán) (9), (10), (11), (14) y (21), mientras que en la presa de Belesar el ataque es álcali-arido (25). Las características de las mismas se dan en la Tabla 1. Las presas de Graus y Tabescán, están situadas en los ríos Tabescán y Noguera de Cardós respectivamente, correspondiendo a una misma formación geológica donde predominan las pizarras metamórficas.

Los bloques que constituyen el cuerpo principal de las presas fueron construidos entre los años 1969 y 1970 en el caso de la presa de Graus y, entre los años 1962 y 1965 para la presa de Tabescán, si bien en esta última presa existió un

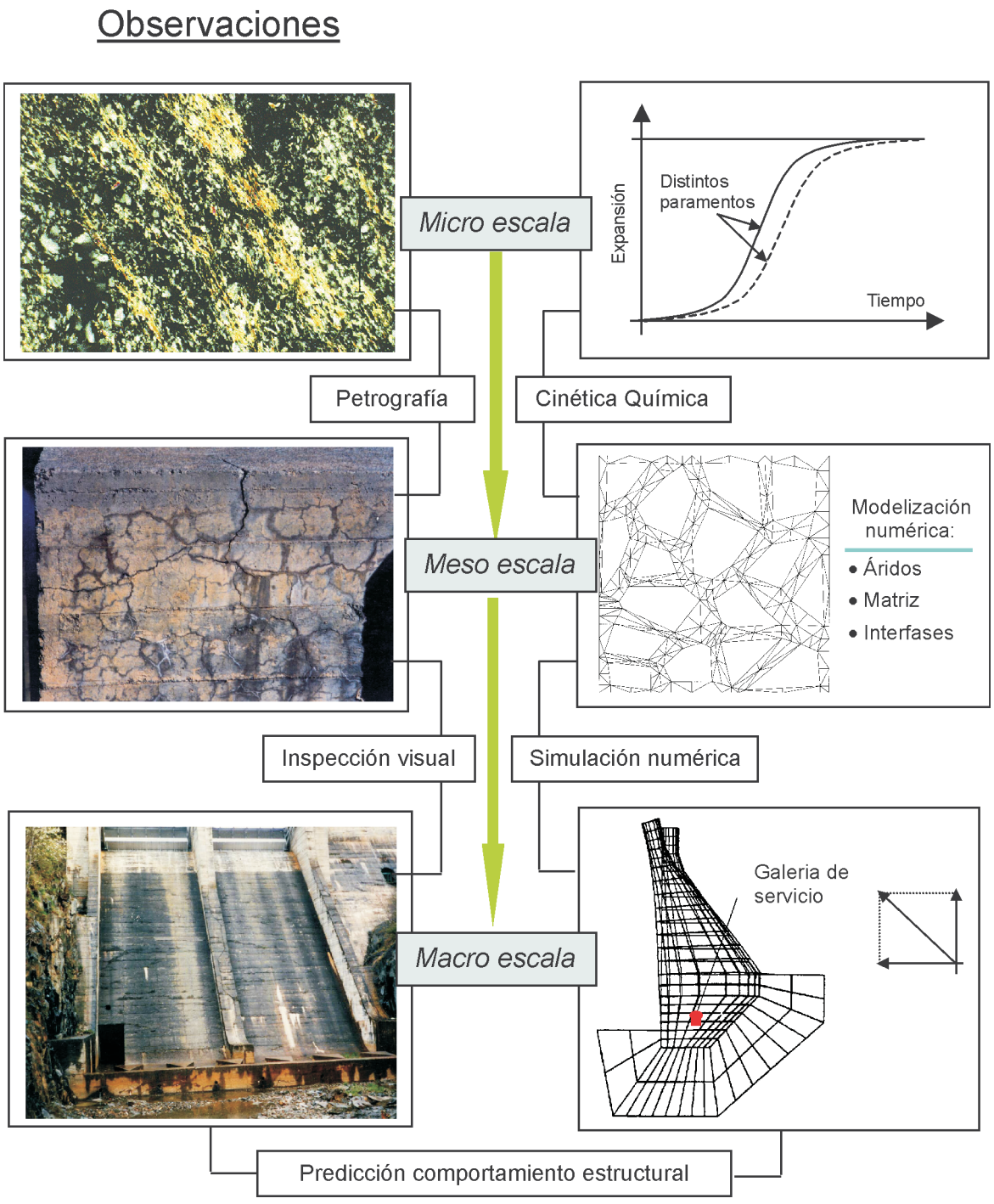


Figura 1.- Esquema del modelo global utilizado en el análisis

período en el que la construcción estuvo parada (años 1963 y 1964).

Los sistemas de auscultación dispuestos en las presas (en el año 1981 en la presa de Graus y desde el principio en las presas de Tabescán y Belesar) han permitido detectar un comportamiento anómalo de las mismas. La presa de Belesar se puso en funcionamiento el año 1963, disponiendo desde el inicio de un sistema de auscultación. Éste comportamiento se refleja en la existencia de unos movimientos remanentes no recuperables hacia aguas arriba en las bases situadas en coronación, una elevación en la nivelación de dichas bases y una fisuración superficial tipo mapa con cambio de coloración, independientemente de si se trata de zonas armadas o en masa (Figura 2).

3.2. Comportamiento observado

En la Figura 3 se muestra la evolución de los movimientos de las alineaciones en coronación a lo largo del tiempo: en el bloque 5 de la presa de Graus (Figura 3a) y en el bloque 4 de la presa de Belesar (Figura 3.b) (5). En la misma puede observarse que, además de los movimientos remanentes, aparece una cierta componente estacional (anual). En ella, puede apreciarse que, para ambas presas, los movimientos tienden a una

Tabla 1. Características de las presas estudiadas.

	**Presa de Graus:** Tipo de cerrada: U Altura máxima: 27 m Longitud de coronación: 100 m Volumen de la presa: 15000 m^3 Volumen del embalse: 0.3 Hm^3 Tipo de presa: Gravedad y aliviadero de labio fijo
	**Presa de Tabescán:** Tipo de cerrada: V Altura máxima: 31 m Longitud de coronación: 57 m Volumen de la presa: 13000 m^3 Volumen del embalse: 0.6 Hm^3 Tipo de presa: Gravedad y aliviadero con compuertas
	**Presa de Belesar:** Tipo de cerrada: V Altura máxima: 133 m Longitud de coronación: 600 m Aliviadero lateral Tipo de presa: Bóveda



Figura 2. Fisuración enramada característica de hormigones con expansiones: a) Pilar pórtico auxiliar presa Belesar. b) coronación presa Tabescán

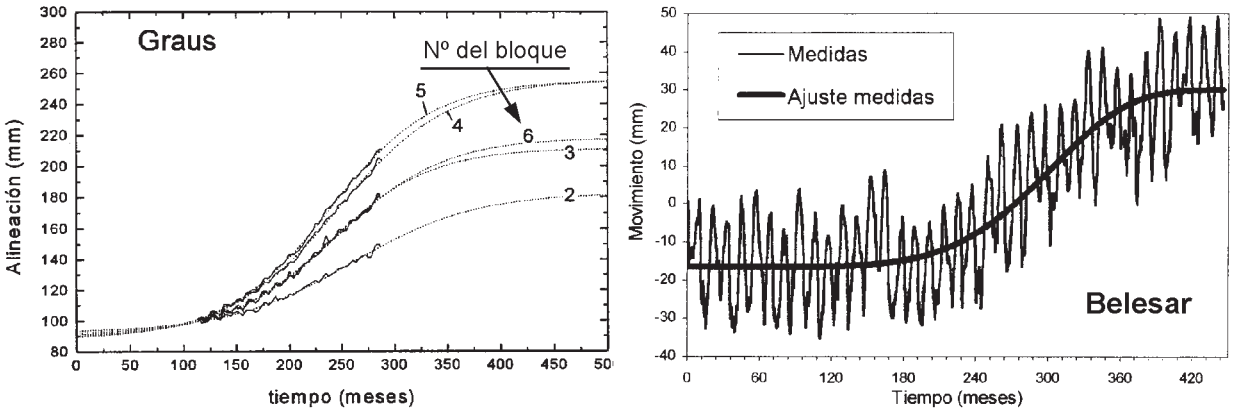


Figura 3. Movimientos de las alineaciones de coronación en diferentes bloques de la presa de Graus y de la presa de Belesar.

cierta estabilización a lo largo del tiempo, a pesar de ser diferente el origen de la expansión. En relación a las funciones de ajuste que aparecen en la Figura se vuelve más adelante sobre ellas, así como en la explicación de este comportamiento.

Hay que hacer notar que este comportamiento anómalo se refleja asimismo en las nivelaciones medidas en la coronación de ambas presas (1), (2) y (4). Sin embargo, en las alineaciones de las bases situadas en las respectivas galerías de visita no se observan los movimientos remanentes señalados en la Figura 3. Esto mismo se observa en otras presas consecuencia, probablemente, de la combinación de otro tipo de acciones. Esto es las fisuras se manifiestan en zonas donde los efectos de las acciones exteriores (contrarios a estas expansiones) son menores.

Antes de analizar como causa una reacción de expansión interna en el tiempo dentro de la masa de hormigón, las empresas eléctricas propietarias de las presas descartaron, con acierto, otro tipo de causas, tales como: movimientos en las laderas, errores en los sistemas de medidas, etc.

4. ESTUDIOS REALIZADOS

4.1. Nivel microestructural

Identificación de reacciones y sustancias expansivas

Un estudio petrográfico previo de los hormigones de las presas de Graus y Tabescán (2) puso de manifiesto que las pizarras de los áridos contienen cantidades sustanciales de pirrotina (sulfuro de hierro ($Fe_{1-x}S$), en el que el valor de x puede variar entre 0.125 (Fe_7S_8) y 0.000 (FeS). El contenido en hierro condiciona la estructura y propiedades de la pirrotina. Los miembros intermedios principales son Fe_9S_{10} y $Fe_{11}S_{12}$. La oxidación de este mineral puede dar lugar a la formación de sulfatos, óxidos e hidróxidos de hierro e inducir fenómenos expansivos.

Aunque los datos experimentales sobre la oxidación de la pirrotina son muy limitados, se puede considerar que la pirita (FeS_2) es un buen análogo y utilizar la amplia base de datos que existe sobre este último mineral como referencia para el estudio de la oxidación de la pirrotina. Las reacciones principales que intervienen en la oxidación de la pirita (26) son:

$$FeS_2 + \frac{7}{2}O_2 + H_2O \rightarrow Fe^{2+,3+} + 2SO_4^{2-} + 2H^+ \quad [r1]$$

$$Fe^{2+} + \frac{1}{4}O_2 + H^+ \rightarrow Fe^{3+} + \frac{1}{2}H_2O \quad [r2]$$

$$Fe^{3+} + 3H_2O \rightarrow Fe(OH)_3 + 3H^+ \quad [r3]$$

$$14Fe^{3+} + FeS_2 + 8H_2O \rightarrow 15Fe^{2+} + 2SO_4^{2-} + 16H^+ \quad [r4]$$

De manera análoga, las reacciones *r1* y *r4* se pueden escribir, para el caso de la pirrotina, como:

$$Fe_{1-x}S + \left(2 - \frac{x}{2}\right)O_2 + xH_2O \rightarrow (1-x)Fe^{2+} + SO_4^{2-} + 2xH^+ \quad [r1^*]$$

$$(8-2x)Fe^{3+}Fe_{1-x}S + 4H_2O \rightarrow (9-3x)Fe^{2+} + SO_4^{2-} + 8H^+ \quad [r2^*]$$

El estudio de tales reacciones pone de manifiesto algunos aspectos importantes de la influencia de la oxidación de sulfuros en la degradación de hormigones, como son:

- La producción de iones H^+ depende de la composición del sulfuro que se oxida.
- La oxidación de sulfuros genera un ataque ácido sobre la pasta de cemento.
- Los sulfatos producidos pueden reaccionar con componentes de la pasta (por ejemplo C_3A) para dar lugar a nuevas sustancias expansivas, como la etringita.
- Las reacciones de oxidación se ven especialmente favorecidas en medio acuoso.
- Los principales agentes oxidantes que intervienen en la degradación del sulfuro son el oxígeno (en forma de O_2 atmosférico y disuelto en agua) y el ión Fe^{3+}.

Una vez identificadas las reacciones que tienen lugar durante la oxidación de los sulfuros es necesario acotar las características físico-químicas del sistema de interés, para así poder

evaluar la importancia relativa de cada una de las reacciones y especies químicas que intervienen en las mismas. Desde el punto de vista del ataque ácido de la pasta de cemento (como consecuencia de la producción de H^+ en la oxidación del sulfuro), es necesario evaluar la estabilidad relativa de cada una de las especies químicas citadas anteriormente en función del pH característico del hormigón. Para ello, en estos trabajos se han calculado los campos de estabilidad de los cationes en solución ($Fe^{2+,3+}$) y fases minerales principales en función del pH del sistema, presentándose los resultados de estos cálculos en la Figura 4.

Aunque no se puede descartar la presencia de jarosita en ambientes muy localizados, es evidente que la ferrihidrita es el producto de oxidación estable a valores de pH entre 9.5 y 12.5, como los que imponen las condiciones alcalinas del hormigón. Del diagrama de la Figura 4 también se puede concluir que el papel del Fe^{3+} en la oxidación de la pirrotina a pH elevado es despreciable, por lo que las reacciones *r3* y *r4* (además de *r4**) no serán importantes en la cuantificación de fenómenos expansivos.

Modelo expansivo

Una vez evaluada la importancia relativa de cada una de las reacciones en el sistema específico del hormigón, se puede escribir la reacción molecular pertinente que nos permita cuantificar el valor del fenómeno expansivo. Así:

$$(8-2x)Fe^{3+}Fe_{1-x}S + 4H_2O \rightarrow (9-3x)Fe^{2+} + SO_4^{2-} + 8H^+ \qquad [r5]$$

Dado que solamente la pirrotina y la ferrihidrita son especies sólidas en este sistema, el incremento de volumen en *r5* vendrá determinado por

$$\Delta V = (1-x)\bar{V}_{ferr} - \bar{V}_{pirr} \qquad [r5]$$

donde $\bar{V}$ representan los volúmenes molares de los citados minerales (26,99 y 17,58 $cm^3 \cdot mol^{-1}$ para la ferrihidrita y pirrotina, respectivamente). Para un valor canónico de x = 0,125, ΔV = 6.04 $cm^3 \cdot$mol pirrotina^{-1}.

Con el fin de evaluar ΔV_{max} es necesario estimar la cantidad de pirrotina presente en los áridos. Dicha cantidad se ha calculado a partir del análisis químico de S en forma de SO_3 (por Fluorescencia de Rayos X) (2). Para ello, se ha asumido que todo el azufre de los áridos está en forma de pirrotina ($Fe_{0.875}S$). Esto parece, en principio, razonable ya que no se han identificado otras fases con azufre en el estudio petrográfico y de difracción de rayos X de los áridos, y la cantidad de otros sulfuros comunes (Pb, Cu y Zn) se puede considerar despreciable con respecto a la de pirrotina, como sugieren los análisis químicos de elementos traza (Pb=23 ppm; Cu=51 ppm; Zn=80 ppm). Además, se considera que la pérdida al fuego del análisis (P.F.=1.5 % en peso) viene dada por el contenido en agua y materia orgánica sin cantidades apreciables de azufre. Por lo tanto, se toma el valor dado de [SO_3]=1.98 % en peso. Dicha concentración se convierte a contenido de azufre elemental (S),

$$\frac{1{,}98\ g\ SO_3}{100\ g\ árido} \cdot \frac{32{,}06\ g\ S}{80{,}06\ g\ SO_3} = 0{,}79\ \%S \qquad [r7]$$

y en forma moles de pirrotina / kg árido:

$$\frac{7{,}9\ g\ S}{1\ kg\ árido} \cdot \frac{1\ mol\ Pirr}{32{,}06\ g\ S} = 0{,}246 \frac{moles\ pirrotina}{kg\ árido} \qquad [r8]$$

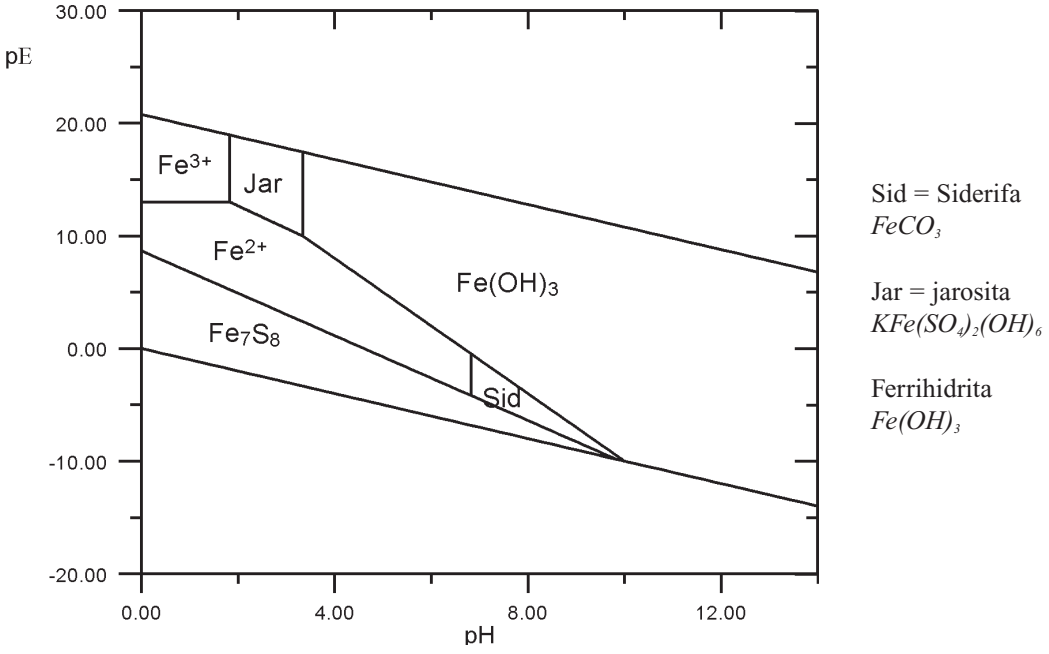


Figura 4.- Campos de estabilidad de las diferentes especies involucradas en la oxidación de la pirrotina (Fe_7S_8), para valores de P_{CO_2} = 10^{-2}, $a_{Fe^{2+}}$=10^{-4} y $a_{SO_4^{2-}}$=10^{-2}

Por lo tanto, la máxima expansión que puede sufrir 1 kg de árido vendrá determinada por 6,04 $cm^3 \cdot mol\ pirr^{-1} \leftrightarrow$ 0,246 mol pirr·kg árido^{-1}, es decir, ΔV_{max} = 1,49 cm^3/kg árido

Hay que tener en cuenta que el citado valor representa el máximo de expansión posible, en el caso de que la totalidad del material de sulfuros de los áridos se oxide. Sin embargo, la accesibilidad de agua y agentes oxidantes viene limitada por las mismas características microestructurales de los áridos; en este sentido, hay que destacar que el valor real del máximo expansivo será sustancialmente menor que el calculado en esta primera aproximación, y que el valor del planteamiento aquí expuesto reside más en el análisis del comportamiento en el tiempo del fenómeno expansivo y su efecto estructural, que en la cuantificación detallada del proceso específico. Para ello, se han realizado estudios más detallados analizando factores de la configuración real de los áridos: forma en la que se presenta la pirrotina (capas), porcentaje de pirrotina, tamaño del árido, etc.

Cinética de reacción y evolución de las expansiones en el tiempo

Para el estudio de la evolución en el tiempo del fenómeno expansivo se ha aplicado el modelo del "núcleo en retracción" (shrinking core) (18), según el cual la velocidad de oxidación de partículas esféricas se puede expresar como

$$-\frac{dN}{dt} = \frac{4\rho_m b C R^2}{\frac{R(R-r)}{rD_s} + \frac{R^2}{r^2 k_s}} \qquad [r9]$$

donde:

- dN/dt … variación de moles de sulfuro por unidad de tiempo (moles·h^{-1})
- ρ_m … densidad molar del sulfuro (moles·m^{-3}); $\rho_{m\ (pirr)}$ = 56.885,5 moles·m^{-3}
- b … coeficiente estequiométrico que relaciona la cantidad de producto (ferrihidrita) con el oxígeno consumido. De acuerdo con la reacción [r5], b = 0.364, para $x = 0.125$
- C … concentración de oxígeno molecular (moles·m^{-3}). Consideramos dos casos (Condiciones secas - oxígeno atmosférico: C = 9.38 y condiciones húmedas - oxígeno disuelto en agua: C = 0.25)
- R … radio inicial de la partícula de sulfuro (m). En base a observaciones petrográficas, se han considerado tres casos: R = 50, 100 y 500 micras ($\leftrightarrow 10^{-6}$ m)
- r … radio de la partícula después de t_n; para t = t_0, R = r; para t = t_x, r = 0
- D_s … coeficiente de difusión efectivo de oxígeno a través de las capas de óxido y k_s … constante de superficie. Se han tomado D_s = 1.08±0.30 $\leftrightarrow 10^{-12}$ $m^2 \cdot h^{-1}$, k_s = 3.07±1.41 $\leftrightarrow 10^{-6}$ m·h^{-1} (23)

Los resultados de la resolución numérica de la ecuación diferencial se representan en la Figura 5. Los valores de estabilización (indicados en el eje superior de abscisas) se han elegido arbitariamente para $\Delta V_n < 10^{-6}\ \Delta V_x$. Como puede apreciarse las reacciones expansivas provocadas por la oxidación de sulfuros muestra que el proceso tiende a estabilizarse, resultado este muy importante cara al establecimiento de criterios de actuación. Así, el método presentado permite no solamente evaluar cuantitativamente el incremento unitario de volumen (en los áridos o, conocida la dosificación, en el hormigón) sino la evolución en el tiempo del fenómeno expansivo. Sin embargo, el análisis de las curvas (Figura 5) muestra que el caso de las presas en explotación es especialmente complejo, debido a la diversidad de condiciones higrométricas (y térmicas) en los paramentos.

Tal y como se aprecia en la citada Figura, el tiempo de estabilización del proceso en la zonas de bloque adyacentes al paramento de aguas arriba (sector sumergido) es substancialmente mayor del que cabría esperar en las secciones próximas al paramento de aguas abajo o zonas no sumergidas del paramento de aguas arriba (ambas en condiciones secas). Este comportamiento diferencial según las diversas condiciones de cada ambiente es el que presumiblemente explique los movimientos en coronación (hacia arriba y en dirección aguas arriba) observados en los distintos bloques de las presas de Graus y Tabescán.

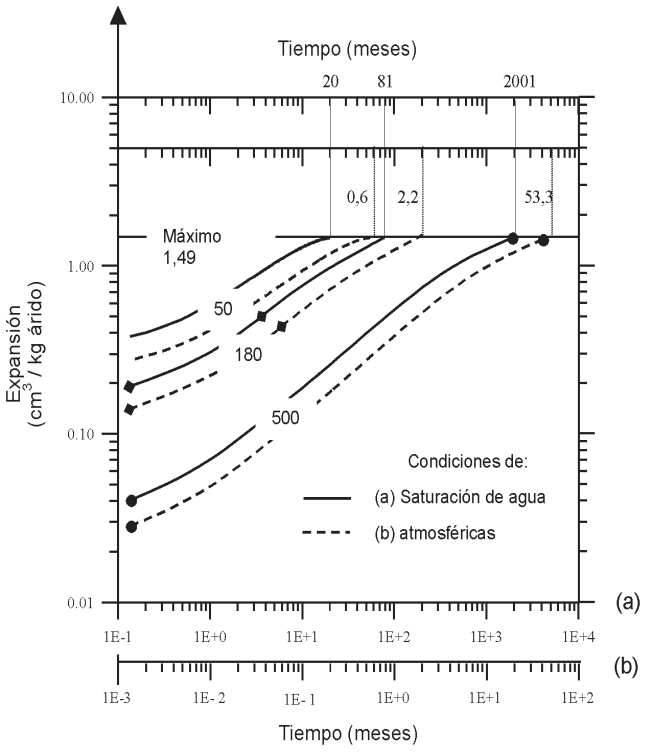


Figura 5.- Modelos de expansión por oxidación de partículas de sulfuro (50, 100 y 500 µm) en condiciones de (a) saturación de agua y (b) atmosféricas.

4.2. ESTUDIOS A NIVEL MESO ESTRUCTURAL

La característica inestable de los áridos utilizados en la construcción de estas presas incide en el hormigón endurecido sobre todo en la zona de contacto árido-pasta. Esto significa que también se presenta un carácter diferencial de la

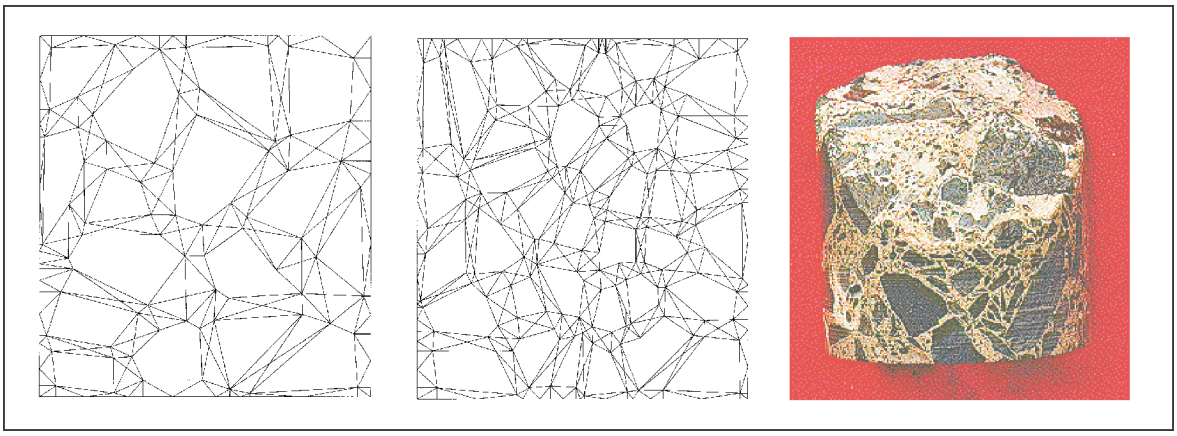


Figura 6.- Disposición de las juntas en la malla adoptada, para el arreglo de 4x4 (izquierda) y el de 6x6 (central). Realidad de la presa, testigo de la misma (derecha).

expansión a nivel microestructura, lo cual da lugar a un estado de tensiones internas que pueden ser causa de microfisuración y daño, que se traducen en una degradación de las características mecánicas macroscópicas y que puede generar un estado de fisuración considerable en elementos auxiliares en los que las cargas actuantes tienen menor incidencia. A fin de analizar estos efectos se ha recurrido a una modelización numérica del hormigón a nivel mesoestructural mediante una discretización por elementos finitos.

Antecedentes en esta línea de investigación se pueden encontrar en (24) y (27). Una discretización como en esta última referencia ha sido utilizada en este trabajo, en el que una muestra de hormigón se representa en 2D mediante dos tipos de distribuciones, de 16 y 36 piezas irregulares de áridos de mayor tamaño dispuestos, aproximadamente, en arreglos de 4x4 y 6x6 respectivamente, que se encuentran rodeados de una matriz de mortero. Los agregados y el mortero se discretizan mediante elementos finitos triangulares con comportamiento elástico lineal. La posibilidad de fisuración se introduce insertando elementos junta sin espesor con dos pares de nodos cada uno, según los siguientes dos grupos: 1) a lo largo de todos los contactos árido-mortero (interfase) y 2) entre los contactos de elementos de mortero, con el objeto de representar diferentes direcciones potenciales de fisuración que se conectan con las juntas del grupo anterior sin determinar a priori la trayectoria de fisuración (19) (20).

Para el comportamiento de las interfases se ha adoptado un modelo constitutivo no lineal con reblandecimiento por trabajo de fractura, formulado en función de las tensiones y los desplazamientos relativos (20). En la Figura 6 se muestra la discretización utilizada. En la malla de 4x4 tiene 712 triángulos, 477 elementos de junta y 1105 nodos, mientras que la de 6x6 contiene 1640 triángulos, 1094 elementos junta y 2485 nodos. Asimismo se observa un testigo de la presa y las aureolas que se forman alrededor de los áridos gruesos.

Los resultados de la simulación de los arreglos de áridos de 4x4 y 6x6 con ley de junta no lineal prácticamente coinciden, de lo cual se desprende que ambas mallas representan el comportamiento mesoestructural del hormigón de manera similar, si bien representan muestras de distinto tamaño.

Por otro lado, en las primeras etapas de la investigación se consideraba unos incrementos de expansión volumétrica distribuida uniformemente sólo en los áridos. La deformación impuesta se considera desde valor cero (tiempo inicial) hasta aproximadamente la tercera parte del máximo incremento de volumen debido a las expansiones globales (primaria y secundaria) de los áridos obtenido de forma numérica a nivel microestructural, $\Delta V/V = 0{,}0146$ (correspondiente a tiempo final cuando el fenómeno se ha pasivado), suponiendo un incremento de volumen isótropo $\varepsilon_x = \varepsilon_y = \varepsilon_z$, lo cual da un valor de aproximadamente 4,87 mm/m.

Con posterioridad el modelo se fue complicando, cara a simular mejor las condiciones que se pueden presentar en la presa. Así se simuló, efectos anisótropos, la existencia de vías preferentes de paso de agua para considerar la existencia de juntas de hormigonado o fisuras, diferentes niveles de tensiones como consecuencia de la existencia de acciones externas. A manera de ejemplo, en la Figura 7 se muestra la evolución de la fisuración con dirección preferente de paso de agua. En ella se puede apreciar que, en este caso, la fisuración enramada adquiere un carácter más localizado dentro de la malla. A diferencia del caso de no dirección preferente, se produce un estado localizado con macrofisuras, tal como era de esperar, que se desarrollan de forma enramada a través de la probeta, con aperturas de fisuras del orden de magnitud del mm. Estos resultados concuerdan, tanto en la forma de la fisuración como en el orden de magnitud de la apertura de fisura (aproximadamente 1,3 mm), con el comportamiento observado en obra en elementos auxiliares en los que la acción expansiva actúa libre de otras cargas exteriores importantes, tales como dientes de pié de presa, tajamares en coronación, muretes, etc.

En la Figura 8 se presentan los resultados gráficos de las tensiones principales obtenidas ante la existencia de una expansión de los áridos para distintos valores crecientes de presiones de confinamiento. En el caso de expansión libre (Figura 8a) se generan tensiones de tracción con una orientación alrededor de los áridos que pueden ser causa de fisuración y daño. Ahora bien, pequeños aumentos de presiones de confinamiento, del orden de magnitud de las previstas en las secciones transversales de los bloques de las presas, cambian considerablemente la situación, disminuyendo las tensiones

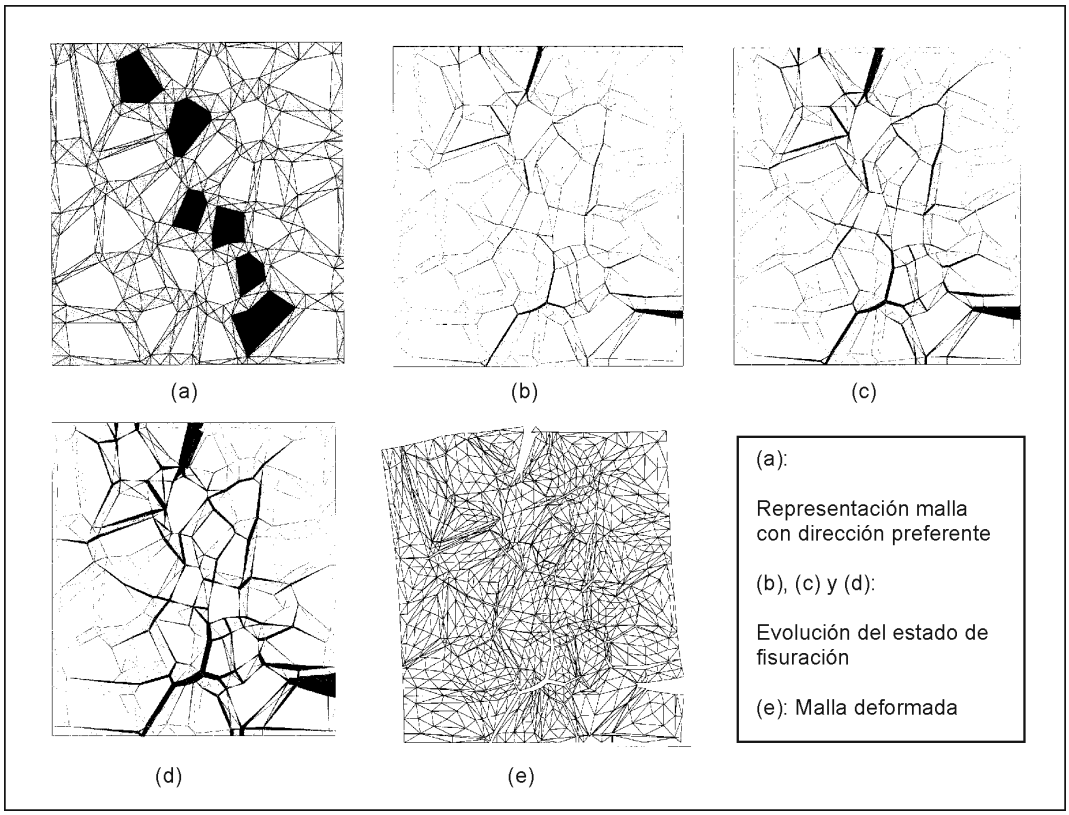


Figura 7.- Estudio con áridos sometidos a una deformación impuesta debida a una expansión diferencial favorecida por una dirección arbitraria de circulación de agua.

de tracción mientras que aumentan las tensiones de compresión, hasta prácticamente reducir a estados elásticos las de tracción o suprimir las tensiones de tracción tal como puede apreciarse en las Figuras 8b y 8c.

Estos resultados concuerdan cualitativamente con el comportamiento observado en las presas (ver Figura 2), donde los elementos sin confinamiento como dientes de pié de presa, tajamares, muros, pilares, etc, son los únicos que presentan un

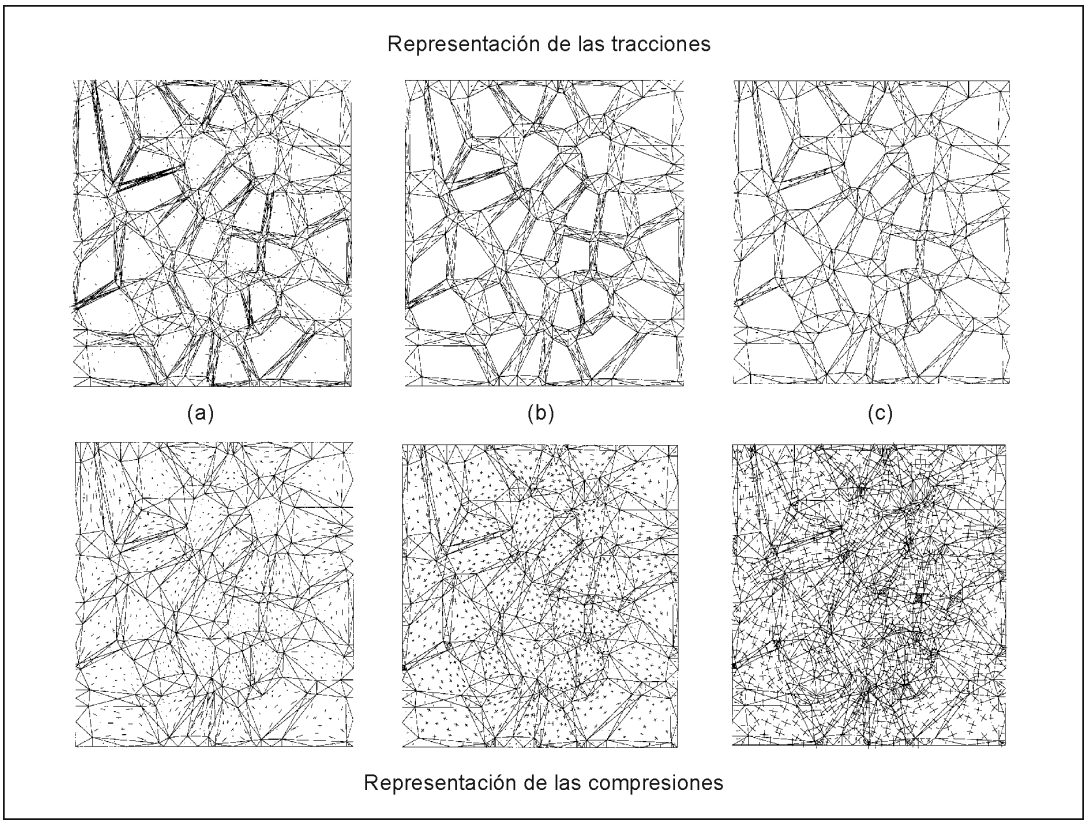


Figura 8.- Tensiones principales en la malla de 6x6: de tracción en fila superior, de compresión en la fila inferior para: a) expansión libre, b) y c) expansión uniforme con incrementos de presiones de confinamiento en los bordes.

estado avanzado de fisuración, no así los paramentos aguas abajo de las presas, donde el empuje hidrostático contribuye a comprimir el mismo. Cabe resaltar que este parámetro es principal, por encima del tipo de elemento (armados o en masa). La disposición de armadura, en cantidades racionales, no es una solución para este tipo de comportamiento, luego sólo habrá que buscar tratamientos activos cuando afecten a órganos vitales para la seguridad, por ejemplo, compuertas.

4.3. Estudios a nivel macroestructural

Los resultados del nivel de estudio anterior permiten obtener las deformaciones unitarias en los nodos, que sirven de dato de partida para el estudio macroestructural. Estas deformaciones, tal como se ha visto serán diferentes en función de donde se ubique el dado de hormigón estudiado (paramentos de aguas abajo o aguas arriba, influencia de su ubicación en altura, etc,). Para estos estudios se pueden emplear elementos finitos en 2D o 3D, tanto en un análisis lineal como no lineal; esto es, se puede complicar o simplificar tanto como el problema requiera, dentro de la búsqueda de una solución fiable desde el punto de vista de seguridad y científico técnico y económica, al mismo tiempo.

Para las presas de Graus y Tabescán, dadas las características de las mismas (bloques unidos mediante juntas verticales de construcción en planta recta), se ha considerado un estudio en dos dimensiones bajo condiciones estructurales de deformación plana. En este nivel de análisis el comportamiento material del hormigón se ha supuesto elástico lineal. En la modelización, se ha procurado aproximar la geometría lo máximo posible a la real, con algunas simplificaciones necesarias, especialmente en zona inferior próxima a la cimentación. Por ello se ha dispuesto una mayor densificación de malla en la zona de paramento aguas abajo teniendo en cuenta el mayor gradiente de las deformaciones expansivas en dicha zona y, asimismo, debido a este alto gradiente de deformaciones, se ha visto la necesidad de adoptar elementos finitos de orden cuadrático (Figura 8a).

En la Figura 9a se presenta la discretización de malla adoptada, mientras que en la Figura 9b se muestra la ley de deformaciones no lineales que se introduce en cada sección en base a los resultados obtenidos del nivel mesoescala. Por último, en la Figura 9c se muestra la configuración deformada de la malla, en la cual pueden apreciarse los desplazamientos en coronación hacia aguas arriba y en elevación, así como su escasa incidencia en la zona inferior próxima a donde se halla ubicada la galería, lo cual concuerda con los datos registrados en las presas.

Las funciones de ajuste

Las primeras presas estudiadas fueron las de Graus y Tabescán. En esta última existían registros de alineaciones y nivelaciones desde la finalización de la construcción de la presa en el año 1966, por lo que permitía tener una serie extensa de datos (superior a 30 años). En el caso de la presa de Graus, no existían registros iniciales, sino que estos se implantaron desde el año 1980. Con posterioridad se han realizado diversos ajustes sobre los datos de la presa de Belesar de la que se disponen registros desde la construcción.

En los tanteos iniciales se utilizaron diversos tipos de funciones (lineales, exponenciales, potenciales e inversas), de todas estas funciones se llegó a la conclusión de que la función que mejor se ajusta a esta problemática es la del siguiente tipo:

$$y = A + B\,(1 - e^{-(t/C)^D}) \qquad [10]$$

siendo las principales características de esta expresión las siguientes:

coef. *A:* valor de la ordenada en el origen. Para el caso de la presa de Graus estimaría el valor inicial (dado que como se ha expresado se desconoce) al cual referir las mediciones registradas a partir de 1981, incluyendo el periodo 1972—1981.

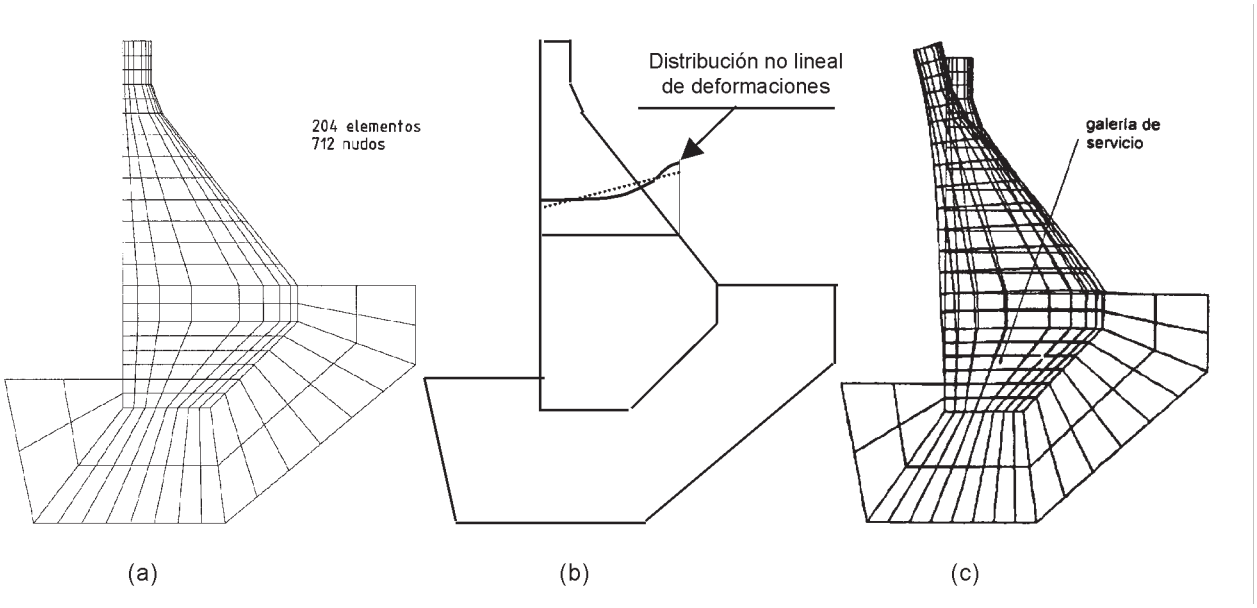


Figura 9.- Malla de EF para bloque 5 de la presa de Graus: a) discretización adoptada, b) distribución no lineal de deformaciones y c) Deformada por las acciones expansivas.

coef. *B* : rango de variación de la curva en ordenadas. Este coeficiente estimaría el máximo movimiento previsible al que se tendería de acuerdo al ajuste.

coef. p : parámetro que influye en la forma de la curva.

coef. *C:* valor de la abscisa para el cual se produce el punto de inflexión en las curvas con p mayor que 1. Este coeficiente estimaría el número de meses a partir del cual los efectos de los movimientos tienden a estabilizarse

La expresión 10, permite dar respuesta satisfactoria a los ajustes, si bien el parámetro p tiene escaso sentido físico. Por ello, con posterioridad se adoptó una variante de este tipo de función intentando superar estas dificultades de forma tal que diese una significación físico- química del fenómeno. La nueva función adoptada corresponde a una distribución estadísticas de Boltzmann,

$$y = \frac{(A1 - A2)}{\left(1 + e^{\left(\frac{t - t_0}{dt}\right)}\right)} + A2 \qquad [11]$$

donde A1 es el movimiento inicial; A2 es el movimiento final; t es el tiempo transcurrido; t_0 es el punto de inflexión (comienzo de la estabilización del fenómeno y dt es la amplitud física de la función.

La ventaja principal que este procedimiento comporta con respecto a la formulación anteriormente presentada se resume en el hecho de que no es necesario proporcionar ningún parámetro previo para la producción del ajuste (por ejemplo, edad punto de inflexión). Este se hace de forma automática y se basa en un método de mínimos cuadrados, con el que se puede controlar la precisión del ajuste. Así, se pueden eliminar del ajuste los puntos (mediciones) anómalos mediante sucesivas iteraciones hasta alcanzar un criterio de convergencia. En este caso, tal criterio se ha establecido en un grado de confianza del 95% (2 x desviación estándar).

Por otro lado, el modelo de distribución de Boltzmann tiene un significado físico en lo que se refiere a cinética de reacción. Así, para las presas de Graus y Tabescán, la velocidad de una reacción dada depende del coeficiente de difusión (D*) de una especie determinada (en este caso, avance de la capa de hidróxido que se forma por oxidación de los sulfuros) de manera que:

$$D^* = D_0 \cdot e^{-\left(\frac{e_i}{RT}\right)} \qquad [12]$$

donde D_0 es el denominado factor pre-exponencial; E_i es la función de la energía de activación de las reacciones consideradas; R es la constante universal de los gases y T es la temperatura. Este tipo de función ya lo han utilizado con anterioridad en presas (8).

Con posterioridad se analizó la viabilidad de esta formulación a los datos de la presa de Belesar. Por otro lado, en la

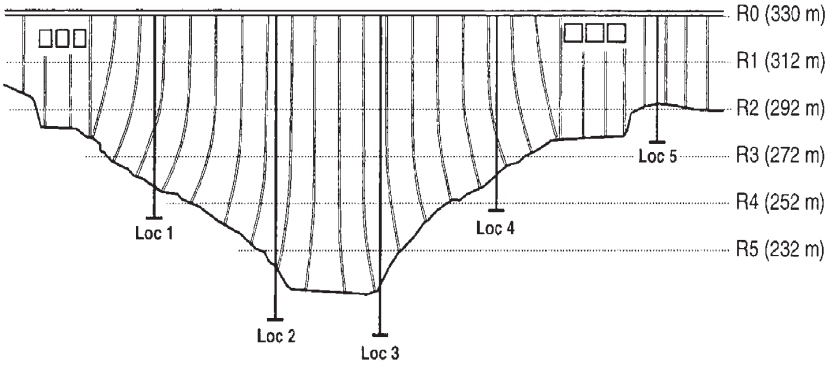


Tabla 2.- Disposición general de péndulos y parámetros del modelo y coeficientes de correlación obtenidos de los ajustes para los distintos bloques

Péndulo	Tipo de ajuste	Parámetros				Coeficiente
		A	**B (cm)**	**C(días)**	**p**	**r^2**
1	Ajuste	0.253	-3.115	10159	4.545	0.826
	Media anual	0.242	-3.035	10065	4.686	0.972
2	Ajuste	1.656	-4.659	9537	5.827	0.738
	Media anual	1.636	-4.556	9477	6.036	0.950
3	Ajuste	1.957	-5.864	9560	5.078	0.804
	Media anual	1.935	-5.752	9497	5.230	0.961
4	Ajuste	-0.141	-7.127	11211	3.178	0.944
	Media anual	-0.157	-6.872	11010	3.250	0.989

Tabla 2 puede verse los parámetros del modelo de ajuste utilizado, así como los coeficientes de correlación obtenidos para cada uno de los bloques de dicha presa.

Las diferencias de los valores absolutos alcanzados responden a las diferentes esbelteces de cada uno de los bloques; sin embargo, puede observarse en todas ellas esa tendencia a la estabilización. Los resultados de la misma muestran que el coeficiente de correlación es siempre mejor utilizar el correspondiente a la media anual, ya que tal como se había visto con anterioridad (presas de Graus y Tabescán), lamina los efectos térmicos (ver Figura 3). Los coeficientes de correlación son muy satisfactorios.

Otro aspecto a destacar es que el parámetro C que muestra el punto de inflexión está siempre en el mismo orden de magnitud, siendo las diferencias imputables a las diferentes características geométricas de los bloques. Así los bloques más esbeltos (péndulos 2 y 3) dan una inflexión a una edad algo menor que los bloques menos esbeltos (péndulos 1 y 4). Cuando la geometría de los bloques es similar los resultados son asimismo similares (ver en la Figura de la Tabla 2, la disposición de péndulos).

El parámetro A no es indicativo y puede tomarse como una referencia del movimiento inicial tomado como origen de las deformaciones. Asimismo se cumple lo especificado sobre las diferencias en relación a las distintas geometrías de los bloques. Por último, cabe recordar que el parámetro B refleja el valor máximo previsible del movimiento en estudio en cada uno de los registros. Las diferencias en valores absolutos responden a los criterios expresados con anterioridad, pero, por otro lado, dan una visión física de los movimientos

Así pues, existe una correspondencia unívoca entre las expansiones y las deformaciones de los péndulos, pero no se puede decir lo mismo a la inversa (relación no biunívoca), ya que en las deformaciones de los péndulos, también intervienen la diferencia de expansiones que se producen a nivel sección y las distintas cinéticas de progresión dentro de la misma sección (6). Los ajustes utilizados, sin poder determinar las ecuaciones constitutivas de las reacciones expansivas que se producen y las cinéticas de las mismas, sí que reflejan los movimientos reales producidos; en consecuencia, dado que los ajustes son satisfactorios se pueden tomar como herramientas para la toma de decisiones cara a los técnicos que hacen la gestión de las mismas.

En los comportamientos macroestructurales, aparte de que reflejan los comportamientos microestructurales, también tienen presente la diferencia de desarrollo en una sección genérica de la presa, ya que las circunstancias son diferentes en cada una de ellas (por ejemplo, entre paramento de aguas arriba y aguas abajo). Así para el desarrollo de un número significativo de fenómenos expansivos en el hormigón se requiere la presencia de oxígeno libre en el agua. Esta presencia disminuye a medida que nos acercamos al paramento de aguas arriba y, especialmente en las cotas inferiores de la presa. Así pues la mayor presencia de oxígeno libre en el agua se sitúa, normalmente, en una zona relativamente de no gran espesor del paramento de aguas abajo (zona frontera de la búsqueda del equilibrio higrotérmico con al ambiente).

En la Figura 9 puede apreciarse que las expansiones se han hecho diferentes en aguas arriba, en la parte central y en el paramento de aguas abajo (Ver sección A-A'). Por otro lado, en el detalle se pretende reflejar que en primeras edades, la expansión del hormigón del paramento de aguas abajo no ha alcanzado la máxima expansión que por razones químicas puede alcanzar. Una vez se alcanza este valor, el avance de las reacciones se hace hacia el interior de la presa. ¿Hasta cuando?. Hasta el momento en el que prácticamente no encuentra oxígeno libre en el agua, en cuyo caso se estabiliza, lo cual se refleja en la estabilización de los fenómenos a nivel macroestructural.

Las distribuciones no lineales de deformaciones que se producen a nivel seccional, son las causantes de los movimientos aguas arriba en las presas estudiadas. Las tendencias hacia la estabilización de estos fenómenos es fruto en parte de las propias características de los fenómenos expansivos (caso de las presas estudiadas) y de la actuación principal en una zona pró-

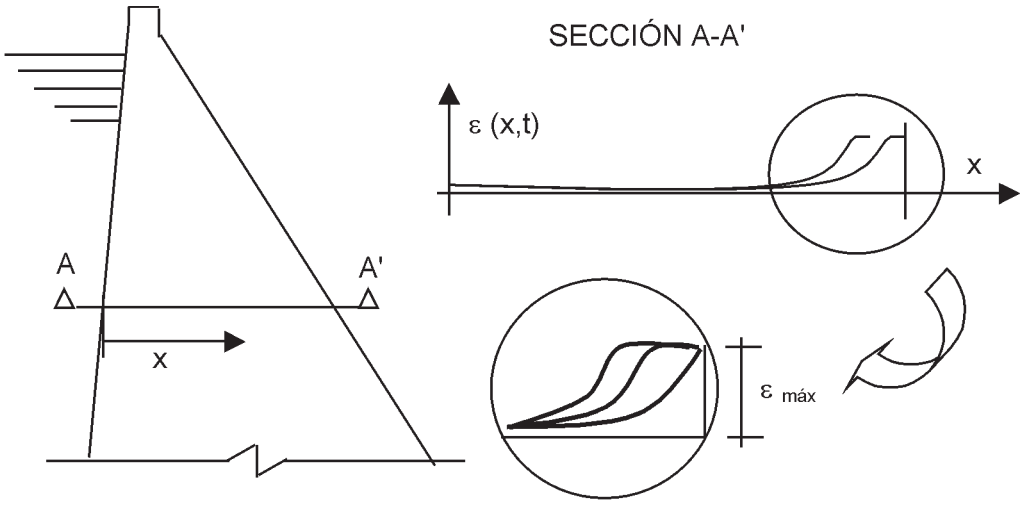


Figura 9.- Distribución no lineal de deformaciones

xima al paramento de aguas abajo, por la existencia de oxígeno libre en el agua. Este factor tendrá una influencia mayor o menor en la estabilización en función de la importancia que tenga el oxígeno en los fenómenos expansivos en estudio.

5. CONCLUSIONES

Los trabajos presentados en esta comunicación muestran la interrelación existente entre la micro, meso y macroestuctura, siendo el comportamiento en uno consecuencia de las bases del anterior nivel, es decir, hay una clara relación causa-efecto. Así pues, en problemas de expansiones de hormigón los comportamientos macroestructurales son reflejo de los comportamientos microestructurales.

A nivel micro, los trabajos realizados suponen un avance significativo de conocimiento, ya que a partir de la resolución de la ecuación diferencial que rige el fenómeno de la oxidación de la pirrotina permite determinar deformaciones, teniendo en cuenta diversas consideraciones de tipo ingenieril.

Otro avance significado lo representa los estudios a nivel mesoestructural, los cuales permiten interpretar muy bien las razones de donde se manifiestan los daños por expansiones, los cuales corresponden a zonas expuestas donde la contribución de las acciones exteriores de distinto signo que la expansión sea pequeña.

Por último, el tipo de función de ajuste utilizado a nivel macroestructural tiene una alta precisión tanto en lo que representa la parte química del fenómeno, como la parte física del mismo. Por ello entendemos que es una buena función de partida para todos los estudios correspondientes a presas con expansiones.

Agradecimientos

Los autores expresan su agradecimiento, en primer lugar, hacia los distintos compañeros de la universidad que en el transcurso de estos años han contribuido y contribuyen a desarrollar, con sus reflexiones y trabajo, estas líneas de investigación.

Asimismo se quiere agradecer al Ministerio de Educación y Ciencia por la concesión de diferentes proyectos de investigación que han permitido desarrollar estas líneas de investigación, el último FEDER 2FD1997-0324-C02-02 (MAT), conjuntamente con compañeros de la E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de la Coruña (Fernando Martínez, Manuel Herrador). También hay que agradecer y destacar el papel de FECSA ENDESA en estos trabajos al haber podido verificar en las presas de Graus y Tabescán. En esta dirección se agradece también la contribución de UNIÓN FENOSA por los datos correspondientes a la presa de Belesar.

Como es conocido las personas son el capital principal de una empresa, es por ello que queremos especificar nuestro agradecimiento a los técnicos de ambas empresas con los que se ha colaborado a lo largo de los años: Ramon Aige, Rodrigo del Hoyo, Francisco Herrero, Amelio J. López Martínez, Francisco Martínez Roig, Antonio Mieza, Antonio Palat y Felipe del Río.

BIBLIOGRAFÍA

(1) Aguado, A.; Agulló, L.; Vázquez, E. (1988) *Memoria convenio* UPC-FECSA (C-483). Barcelona.

(2) Aguado, A.; Agulló, L.; Ayora, C.; Bastús, E.; Chinchón, S.; López, C.M.; Vázquez, E. (1993) *Memoria convenio* UPC-FECSA (C-1327). Barcelona.

(3) Aguado, A. (1996). *Incidencia de la microestructura en la respuesta macroestructural de elementos de hormigón*. V Congreso Nacional de Propiedades Mecánicas de Sólidos. E.T.S. Ingenieros Industriales de Barcelona. 3-5 Julio 1996. 12 pp .

(4) Aguado, A.; Agulló, L.; Casanova, I. y López, C.M. (1998) *Memoria convenio* UPC-FECSA (C-2218). Barcelona. Accesit al premio José Torán 1998. Editado por el Grupo español del ICOLD

(5) Aguado, A. Rodríguez-Ferran, A y Casanova I. (2002). *Funciones de ajuste del comportamiento de expansiones en hormigón de presas.* Congreso Internacional de Conservación y Rehabilitación de Presas. Sociedad Española de presas y Embalses. SEPREM. Madrid. 11-13 de Noviembre 2002. Publicado en DAM MAINTENANCE & REHABILITATION. Llanos et al. (eds). 2003 Ed A.A. Balkema. Rotterdam

(6) Aguado, A. Rodríguez-Ferran, A y Casanova I. & Agulló, L. (2003) *Modeling time evolution of expansive phenomena in concrete dams as a decision-making tool.* XXI International Congress ICOLD. Montreal (Canadá). June

(7) Alaejos, P. y Bermúdez M.A. (2002). *Durabilidad y procesos de degradación del hormigón de presas. Estudio bibliográfico*. Monografía editada por el CEDEX

(8) Capra, B. Bournazel, J.P. & Bourdarot, E. (1995). *Modeling of Alkali Aggregate Reaction effects in Concrete Dams*. Second International Conference on Alkali-Aggregate Reactions in Hydroelectric Plants and Dams. Tennessee. Oct. pp: 441-455

(9) Casanova, I., Agulló, L y Aguado, A (1996) *Aggregate expansivity due to sulfide oxidation. I.Reaction system and rate model*. Cement and Concrete Research, 26. pp 993-998

(10) Casanova, I., Aguado, A. y Agulló, L. (1997) *Aggregate expansivity due to sulfide oxidation. II. Physicochemical modeling of sulfate attack.* Cement and Concrete Research, 27. pp 1627-1632

(11) Casanova, I., López, C.Mª., Aguado, A.& Agulló, L. (1998) *Micro and mesomodeling of expansion in concrete dams*. Dams safety. Ed, by L.Berga. A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield 1998 pp 661-667

(12) Cervera, M., Oliver, J. y Galindo, M. (1992) *Numerical Analysis of Dams with Extensive Cracking Resulting from Concrete Hydration: Simulation of a Real Case*. Dam Engineering, Vol. III. Issue 1.

(13) Charlwood, R.G. & Solymar, Z.V., (1995) Long-term management of AAR-Affected Structures: An international perceptive. *Second International Conference on Alkali-Aggregate Reactions in Hydroelectric Plants and Dams. Tennessee*. Oct. pp: 19-55

(14) Chinchón, J.S., Ayora, C., Aguado, A. y Guirado, F. (1995). *Influence of Weathering of Iron Sulphides Contained in Aggregates on Concrete. Durability*. Rev. Cement and Concrete Research. Vol. 25. Issue. 5. Agosto 1995. pp. 1264-1272.

(15) Del Hoyo, R. (1998). *Dams aging caused by concrete expansive troubles*. Dams safety. Ed, by L.Berga. A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield 1998. pp: 677 682

(16) Guerreiro, M. (1995). *Consideraciones prácticas sobre el frecuente comportamiento expansivo del hormigón de presas*. Revista de Obras Públicas. Mayo-Junio (nº 3236, dedicado al XV Congreso ICOLD), pp. 381-396.

(17) Herrador, M.F.(2002) *Modelo de comportamiento aplicable a hormigones de edad avanzada afectada por la reacción álcali-silicatos: desarrollo teórico y calibración experimental.* Tesis doctoral. ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de la Coruña.

(18) Levenspiel, O. (1972) *Chemical Reaction Engineering*. Wiley, New York.

(19) López, C.M. y Carol, I. (1995). *Fracture analysis of concrete microstructure using interface elements.* Anales de Mecánica de la Fractura, Vol. 12. pp. 75-80.

(20) López, C.M. (1999). *Análisis microestructural de la fractura del hormigón utilizando elementos tipo junta. Aplicación a diferentes hormigones* Tesis doctoral dirigida por los Dres. A. Aguado y I. Carol. Junio 1999. ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. UPC.

(21) Martinez Roig, J.Mª., Aguado, A., Agulló, L. and Vazquez, E. (1991) *Diagnostic of the Behavior of the Graus and Tabescan Dam*. Seventeenth International Congress on Large Dams. Viena (Austria). Junio. pp. 603-617

(22) Mieza, A. (1998). *Integrated studies of the behavior of the Graus and Tabescán dams*. Dams safety. Ed, by L.Berga. A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield 1998 pp 655-660

(23) Nicholson, R.V., Gillham, R.W. y Reardon, E.J. (1990) Pyrite oxidation in carbonate-buffered solutions. 2. Rate control by oxide coatings. *Geochimica et Cosmochimica Acta*, vol. 54, pp. 395-402.

(24) Roelfstra, P.E., Sadouki, H. and Wittman, F.H. (1985). *Le Béton Numerique*. Rilem, Vol. 107, pp. 309-317.

(25) Romera. L.E., Hernández, S. & del Hoyo, R. (1998) *Structural identification of an arch model with linear and non-linear material models*. Dams safety. Ed, by L.Berga. A.A. Balkema.Rotterdam. pp 691-698

(26) Singer, P.C. y Stumm, W. (1970) *Acidic mine drainage: the rate-determining step*. Science 167: 1121-1123.

(27) Stankowski, T. (1990). *Numerical Simulation of Progressive Failure in Particle Composites*. Ph.D. Dissertation, CEAE Departament, University of Colorado, Boulder.

Normas que deben cumplir los artículos que se envíen para su publicación en HORMIGÓN Y ACERO

1. CONDICIONES GENERALES

Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, acoge la publicación de artículos no sólo de sus asociados sino, también, de cuantos técnicos de todo el mundo que quieran comunicar los resultados de sus experiencias científicas o técnicas en el campo del hormigón estructural. Igualmente, y dada la cada vez mayor transversalidad que existe en el mundo de la investigación, proyecto y construcción de estructuras, la revista acogerá igualmente trabajos originales relacionados con cualquier otro material estructural.

Los originales de los Artículos que se deseen publicar en "Hormigón y Acero", se enviarán a la Secretaría Administrativa de la ACHE. Deberán cumplir rigurosamente las normas que a continuación se especifican. En caso contrario, serán devueltos a sus Autores para su oportuna rectificación.

Los que cumplan los requisitos exigidos pasarán al Comité de Redacción de la Revista el cual, previo informe y evaluación de su calidad por los correspondientes Censores, decidirá si procede o no su publicación, sugiriendo eventualmente al Autor los cambios que, en su opinión, deben efectuarse para su final publicación en "Hormigón y Acero". Toda correspondencia en este sentido se mantendrá directamente con el Autor o primero de los Autores que figuren en el Artículo.

Los originales de los artículos que por cualquier causa no fueran aceptados se devolverán al Autor.

2. PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

Los originales de los artículos se presentarán en soporte magnético (disquete, zip o cd rom) escritos mediante el programa de tratamiento de Word 95, o superior. Podrá presentarse sólo el texto del artículo o, bien, el texto con gráficos, figuras y fotos insertados. En este último caso, se enviará también siempre, duplicados, todos los archivos digitales de las figuras, gráficos y fotos. Además, se enviarán 3 copias escritas en papel, por una sola cara, en hojas tamaño UNE A4, y con las figuras, fotografías y tablas, con el tamaño que se proponga para su reproducción.

2.1. Título

El título, en español e inglés, deberá de ser breve y explícito, reflejando claramente el contenido del Artículo. A continuación, se hará constar nombre y apellidos del Autor o Autores, titulación profesional y, si procede, Centro o Empresa en el que desarrolla sus actividades.

2.2. Resumen

Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en *español e inglés,* de extensión no inferior a cien palabras (unas ocho líneas mecanografiadas) ni superior a ciento cincuenta palabras (doce líneas).

El título del artículo, el nombre de autor o autores y los resúmenes del artículo en español e inglés se enviarán duplicados en un disquete aparte, con objeto de introducirlos automáticamente en la Base de Datos de artículos de la revista, que será incluida en la página web de la asociación a partir de su publicación en Hormigón y Acero.

2.3. Gráficos y figuras

Los gráficos y figuras deberán ir numerados correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación.

Los **planos** o **croquis** se presentarán siempre en soporte papel blanco, en formato A4, (excepcionalmente se permitirá formato A3), debiéndose suprimir la información innecesaria y estar dibujados con tinta negra. El tamaño de números y letras empleados en el original deberá ser tal que, tras la reducción al ancho de una, dos o tres columnas, resulte de cuerpo 7 (1.7 5mm de altura) o, excepcionalmente, de cuerpo 6 (1,50 mm de altura).

Los originales de las figuras o gráficos se admiten en formato papel o en formato digital. En formato papel, éste será siempre blanco, todas las líneas estarán trazadas con tinta negra y no se permitirán colores, salvo en originales de figuras correspondientes a un artículo central. La distinción entre las distintas líneas se realizará, en su caso, mediante trazos distintos: continuo, discontinuo con rayas, ídem con puntos, etc., del grosor adecuado. El tamaño de letras y números seguirá las pautas indicadas para los planos, recomendándose un mínimo de cuerpo 7 para los títulos y de cuerpo 6 para el texto, una vez efectuada la reducción a 1,2 o 3 columnas.

Los gráficos se admiten también en archivo digital, sólo si éste está elaborado con el programa EXCEL®, el cual permite una buena comunicación con los programas de preimpresión. Las pautas de presentación son las mismas que las indicadas para las figuras en soporte papel, pero tiene la ventaja

de que, en imprenta, pueden manipularse los tamaños de forma bastante automática, pudiéndose lograr calidades de reproducción adecuadas en todos los casos, por lo se recomienda emplear este soporte para gráficos complicados. En cualquier caso, los archivos estarán adecuadamente identificados con un nombre, y relacionados con el número de gráfico o figura que corresponda.

Excepcionalmente se admitirán en formato digital gráficos o figuras de tipo "línea" escaneados, debiéndose utilizar entonces una resolución mínima de 300 ppm.

No se admite ningún tipo de texto, figura o gráfico en soporte digital realizado con Power-Point® por su imposibilidad de traducción a los programas de preimpresión.

Todas las figuras irán numeradas correlativamente como tales y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.4. Fotografías

Se procurará incluir sólo las que, teniendo en cuenta su posterior reproducción, sean realmente útiles, claras y representativas. Con independencia de las copias que se piden para formar la maqueta, se deberán suministrar los originales. Estos pueden ser en formato analógico o digital.

En formato analógico se preferirá la diapositiva en color a la foto en papel color, y ésta a la de blanco y negro. No se admitirán como originales diapositivas realizadas sobre fondo azul.

En formato digital y, para fotografías originales, sólo se admiten fotografías digitales obtenidas con cámaras equipadas con un sensor de 2 millones de pixels de resolución o superior, y archivadas en formato SHQ/HQ (resolución superior a 1600xl200 pixels).

Para fotografías escaneadas, sólo puede garantizarse una calidad de reproducción mínima con resoluciones iguales o superiores a 1200ppm. Los originales deben enviarse preferentemente en archivos tipo TIF, admitiéndose, excepcionalmente, archivos JPG grabados con calidad óptima.

Todas las fotografías irán numeradas correlativamente como tales y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

Cumplirán las condiciones indicadas para las figuras en el punto 2.3. Llevarán numeración correlativa, citada en el texto y un pie con la explicación adecuada y suficiente para su interpretación directa.

2.6. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las UNE 5001 y 5002.

2.7. Fórmulas, letras griegas, sub índices, exponentes

En las fórmulas se procurará la máxima calidad de escritura y emplear las formas más reducidas, siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará, cuando sea necesario, un número entre paréntesis, a la derecha de la fórmula.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similares) tal que las letras griegas, sub índices y exponentes resulten perfectamente identificables, procurando evitar los exponentes complicados y letras afectadas simultáneamente de sub índices y exponentes.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (por ejemplo, la I y el 1; la O y el cero; la K y la k, etc.).

2.8. Referencias bibliográficas

Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo, dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación, para su localización.

Las citas en el texto se harán mediante números entre paréntesis. En lo posible, se seguirán las normas internacionales utilizadas generalmente en las diversas publicaciones, es decir:

Referencias de Artículos publicados en Revistas

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del Artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación, y número de la primera y última de las páginas que ocupa el Artículo al que se refiere la cita.

Referencias de Libros

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del libro; edición; editorial y lugar y año de publicación.

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

De las primeras pruebas de imprenta se enviará una copia al Autor para que, una vez debidamente comprobadas y corregidas, las devuelva en el plazo máximo de quince días, con el fin de evitar el riesgo de que la publicación de su artículo tenga que aplazarse hasta un posterior número de "Hormigón y Acero".

En la corrección de pruebas no se admitirán modificaciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación del Artículo original.

MIEMBROS DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

(Continuación de Int. Portada)

AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A., Biblioteca.–Avda. Parc Logístic, 12-20 (zona Franca) 08040 Barcelona.

CEMENTOS MOLINS INDUSTRIAL, S.A.–C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).

COLEGIO DE INGENIEROS TÉCNICOS DE OBRAS PÚBLICAS.–José Abascal, 20-1º. 28003 Madrid.

COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TÉCNICOS.–Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.

COL.LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA, Biblioteca.–Arcs, 1-3. 08002 Barcelona.

C.T.T. STRONGHOLD, S.A.–Casanova, 2 - 4º - 3ª pta. 08011 Barcelona.

DIRECCIÓN GENERAL DE O.P. Y TRANSPORTES (Servicio Carreteras).–Marqués de Murrieta, 71. 26071 Logroño.

DRACE. Construcciones Especiales y Dragados, S.A.–Avda. Tenerife, 4-6. Edificio Flores, 2ª planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).

DYWIDAG - SISTEMAS CONSTRUCTIVOS, S.A.–Avda. de la Industria, 4. Polígono Industrial La Cantueña. 28947 Fuenlabrada (Madrid).

EMESA-TREFILERÍA, S.A.–Apartado 451. 15080 La Coruña.

EPTISA, SERVICIOS DE INGENIERÍA, S.A.–Arapiles, 14-4º Izda. 28015 Madrid.

FERROVIAL AGROMAN, S.A.–Avda. del Partenón, 4-6. Campo de las Naciones. 28042 Madrid.

FORMIGONS GIRONA, S.A.–Carretera C-250 de Girona a Sant Feliú de Guixols, Km. 4,3. 17242 Quart (Girona).

FREYSSINET, S.A.– Melchor Fernández Almagro, 23. 28029 Madrid.

FUNDACIÓN AGUSTÍN DE BETHENCOURT.–ETSIC.C. y P. Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.

G.O.C., S.A.–Doctor Canoa, 5. 36206 Vigo.

GRACE, S.A.–Apartado 523. 08080 Barcelona.

HIERRO INSTALADO Y SUMINISTRADO, S.A. (HIS, S.A.).–Ctra. de la Esclusa, s/n. Pol. Ind. Torrecuéllar. 41011 Sevilla.

INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.–Portal de Gamarra, 46. 01083 Vitoria.

INGENIERÍA IDOM INTERNACIONAL, S.A.U.–José Abascal, 4. 28003 Madrid.

INSTITUTO PARA LA PROMOCIÓN DE ARMADURAS CERTIFICADAS IPAC.–Orense, 58, 10º D. 28020 Madrid.

JOSÉ A. TORROJA OFICINA TÉCNICA, S.A.–Príncipe de Vergara 103. 28006 Madrid.

JULIÁN ARUMI, S.L.–Figueres, s/n. 08500 Vic (Barcelona).

MECANOGUMBA, S.A.–Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).

MEKANO-4, S.A.–Can Pantiquet, 47 - 3ª - 1ª. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).

O.H.L.–Gobelas, 35-37. 28023 Madrid.

PACADAR, S.A.–Arturo Soria, 336 - 7ª planta. 28033 Madrid.

PERI, S.A.U.–Camino de Malatones, km. 0,500. 28110 Algete (Madrid).

PREFABRICADOS CASTELO, S.A.–Ap. 11. Polígono Industrial Las Gándaras. 36080 Porriño (Pontevedra).

PREVALESA, S.L.–Avda. Blasco Ibáñez, 20. 46010 Valencia.

PROES, S.A.–Estébanez Calderón, 5 - 1ª planta. 28020 Madrid.

SENER, INGENIERÍA Y SISTEMAS, S.A.–Avda. de Zugazarte, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).

SOCIEDAD DE ESTUDIOS DEL TERRITORIO E INGENIERÍA, S.A.–Manuel Tovar, 1-6º. 28034 Madrid.

TECPRESA, S.A.–Ribera del Loira, 42 - Edificio 3 - planta 1ª. 28042 Madrid.

TIERRA ARMADA, S.A.–Melchor Fernández Almagro, 23. 28029 Madrid.

TRENZAS Y CABLES, S.L. (TYC, S.L.).–Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).

TZ INGENIERÍA MÁLAGA, S.L.–C/ Compositor Lehmberg Ruiz, 10. Edificio Galaxia, 2ª planta oficina 11. 29007 Málaga

VSL IBÉRICA, S.A.–Casanova, 2 - 4º - 3ª pta. 08011 Barcelona.

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las Entidades citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.



Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural

Secretaría: E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. Profesor Aranguren, s/n.
Ciudad Universitaria - 28040 Madrid. Tlf.: 91 336 66 98. Fax: 91 336 67 02 ♦ **N.I.F.:** G-28813442