

CUADERNOS INTEMAC

Estudio experimental de la fisuración en piezas de hormigón armado sometidas a flexión pura

Experimental study on cracking in reinforced concrete members subjected to pure bending

Enrique Calderón Bello

Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
Jefe de la Sección de Estudios de Patología de Intemac

PhD. Civil Engineering
Head of Pathology Studies Section of INTEMAC



METIRE UT SCIAS

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

N.º 73

1.º TRIMESTRE '09

INTEMAC



METIRE UT SCIAS

INTEMAC

INSTITUTO TÉCNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

CONTROL DE PROYECTO

CONTROL DE OBRA

GARANTÍA DE CALIDAD

(O.C.T.) CONTROL PARA EL SEGURO DE DAÑOS

INFORMES DE PATOLOGÍA, REHABILITACIÓN Y REFUERZOS DE CONSTRUCCIONES

OBRAS PÚBLICAS
EDIFICACIÓN
INSTALACIONES



INTEMAC
A U D I T

AUDITORIA TÉCNICO-ECONÓMICA DE CONSTRUCCIONES

- ASESORÍA EN EL PLANTEAMIENTO Y EN LA CONTRATACIÓN DE LA OBRA
- SEGUIMIENTO DE COSTOS Y PLAZOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN
- VALORACIONES DE TERRENOS, INMUEBLES Y CONSTRUCCIONES
- AUDITORÍAS DE TRABAJOS PARCIALES Y DE LIQUIDACIÓN DE LA OBRA



INTEMAC
E C O

AUDITORÍA TÉCNICA MEDIOAMBIENTAL

CONTROL DE IMPACTO AMBIENTAL

Obras Públicas
Edificación
Instalaciones

CONTROL DE CALIDAD AMBIENTAL

Aire
Agua
Ruido

AUDITORÍA MEDIOAMBIENTAL

ASESORAMIENTO EN MATERIA DE MEDIO AMBIENTE

**ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA FISURACIÓN EN PIEZAS DE HORMIGÓN ARMADO
SOMETIDAS A FLEXIÓN PURA**

**EXPERIMENTAL STUDY ON CRACKING IN REINFORCED CONCRETE MEMBERS
SUBJECTED TO PURE BENDING**



Enrique Calderón Bello

Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
Jefe de la Sección de Estudios de Patología de Intemac

PhD. Civil Engineering
Head of Pathology Studies Section of INTEMAC

Copyright @ 2009, INTEMAC

Todos los derechos reservados. Ninguna parte de esta publicación puede ser reproducida o distribuida de ninguna manera ni por ningún medio, ni almacenada en base de datos o sistema de recuperación, sin el previo permiso escrito del editor.

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced or distributed in any form or by any means, or stored in a data base or retrieval system, without the prior written permission of the publisher.

ISSN 1133 - 9365

Depósito legal: M-49879-2004

Imprime: Fiselgraf

CONTENTS

- 1. INTRODUCTION**
- 2. OBJECT**
- 3. EXISTING STANDARDS FOR LIMITING
CRACKING**
- 4. RESEARCH DESIGN**
- 5. RESULTS**
- 6. ANALYSIS OF RESULTS**
- 7. CONCLUSIONS**
- 8. REFERENCES**

ÍNDICE

- 1. INTRODUCCIÓN**
- 2. OBJETO DE LA INVESTIGACIÓN**
- 3. LIMITACIÓN DE LA FISURACIÓN SEGÚN
DIVERSA NORMATIVA**
- 4. PLANTEAMIENTO INVESTIGACIÓN**
- 5. RESULTADOS OBTENIDOS**
- 6. ANÁLISIS DE RESULTADOS**
- 7. CONCLUSIONES**
- 8. BIBLIOGRAFÍA**

ABSTRACT

An understanding of cracking mechanisms in reinforced concrete structures is requisite to any analysis of their in-service performance, whether the focus is on durability, watertightness or aesthetics or the reduction of the psychological effect on users.

Studies conducted on cracking in reinforced concrete members have attempted to establish maximum allowable values for crack widths based on the type of structural exposure, along with formulas for computing the foreseeable width from member characteristics and the stress to which they are subjected. Any number of authors have engaged in research on cracking throughout the history of reinforced concrete. Most of these papers have taken a theoretical approach, however, while very few experimental campaigns have been conducted.

The effect of a variety of parameters on cracking and the complexity involved in establishing a good fit between theoretical studies and the tests conducted, together with the differences between some of the approaches adopted in the most relevant international standards, underscore the need to continue to analyze cracking in reinforced concrete members and find the procedure best able to control it. The parameters included in the formulas proposed by different international standards to estimate the width of cracks in RC members include the steel ratio and the diameter of the bars used, aspects which are addressed in the present study. The effect of the arrangement of compression reinforcement on crack control is also analyzed.

The present Intemac Review discusses some of the most significant results of the experimental research on cracking in reinforced concrete subjected to pure bending conducted at the Intemac Central Laboratory for the author's PhD thesis ().*

The purpose of this research was to analyze the fit between the mean crack width and spacing obtained in the experimental campaign and the theoretical values proposed by a series of standards (EHE, EC-2, CEB-FIP y ACI). The effect of the parameters "tensile reinforcement ratio", "reinforcing bar diameter" and "compression reinforcement ratio" on mean crack width and spacing is also addressed.

() CALDERÓN, E. "Estudio experimental de la fisuración en piezas de hormigón armado sometidas a flexión pura". PhD thesis written under the supervision of Prof. J. FERNÁNDEZ, School of Civil Engineering, Polytechnic University of Madrid. April 2008.*

1. INTRODUCTION

Reinforced concrete structural design must ensure both structural safety and suitable service conditions. The use of a structure may be adversely affected by excessive cracking or deformation, annoying oscillations, low fire resistance, steel corrosion and so on. Although many tools are at hand to prevent such developments, some are inevitable and the most that can be done is to keep them within acceptable limits.

It is practically impossible to prevent cracking in reinforced concrete members in light of the low tensile strength of concrete, which is unable to resist even low external or induced tensile stress. Nonetheless, despite the near inevitability of the process, structures should be designed to limit the maximum crack width as far as possible for reasons of durability [1-5], water-tightness and aesthetics [6] and to reduce the psychological effects¹ [7]

¹ Where the user interprets the presence of cracks in a structure to constitute risk of collapse.

RESUMEN

El conocimiento de los mecanismos de fisuración de las estructuras de hormigón armado es necesario para el análisis del comportamiento en servicio de las mismas, tanto por motivos de durabilidad, como por motivos de estanqueidad, estética, y para reducir el efecto psicológico sobre los usuarios.

Los estudios realizados sobre la fisuración en elementos de hormigón armado han tratado de establecer unos valores máximos admisibles para la abertura de fisuras en función del tipo de exposición de la estructura, así como de establecer una fórmula que proporcione la abertura previsible de fisuras en función de las características de la pieza y de su estado tensional. A lo largo de la historia del hormigón armado son muchos los autores que han dedicado parte de su investigación a la fisuración, y sin embargo, la mayoría de los trabajos realizados se han centrado en análisis teóricos, siendo menor el número de campañas experimentales realizadas.

La influencia de diversos parámetros en la fisuración, la complejidad de un buen ajuste entre los estudios teóricos y los ensayos realizados, y la disparidad entre algunas de las formulaciones propuestas por las normativas internacionales más relevantes, plantean la necesidad de seguir analizando la fisuración en elementos de hormigón armado, buscando la formulación que mejor se ajuste a este fenómeno. Entre los parámetros que intervienen en las diversas fórmulas planteadas para la estimación de la abertura de fisuras en elementos de hormigón armado se encuentran la cuantía de armadura dispuesta y el diámetro de las barras empleadas, aspectos que se han querido analizar en la investigación. También se ha analizado la influencia de la disposición de armadura comprimida en el control de la fisuración.

El presente Cuaderno Intemac recoge algunos de los resultados más significativos obtenidos en la investigación experimental acerca de la fisuración en piezas de hormigón armado sometidas a flexión pura, llevada a cabo en el Laboratorio Central de Intemac para la realización de la tesis doctoral del autor ().*

La finalidad de esta investigación se centró en analizar la adecuación entre la abertura y separación media de fisuras obtenida en la campaña experimental desarrollada y los valores teóricos propuestos por diversas normativas (EHE, EC-2, CEB-FIP y ACI). Complementariamente se analizó la influencia de los parámetros "cuantía de armadura traccionada", "diámetro de las armaduras" y "cuantía de armadura comprimida" sobre la abertura y separación media de fisuras.

() CALDERÓN, E. "Estudio experimental de la fisuración en piezas de hormigón armado sometidas a flexión pura". Tesis Doctoral realizada bajo la dirección del Prof. J. FERNÁNDEZ en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid. Abril de 2008.*

1. INTRODUCCIÓN

El diseño de las estructuras de hormigón armado exige garantizar unas adecuadas condiciones de seguridad de éstas, así como unas apropiadas condiciones de servicio. El uso de la estructura puede verse afectado por una fisuración excesiva, deformaciones elevadas, oscilaciones perturbadoras, reducida capacidad frente a fuego, corrosión del acero, etc. Aunque disponemos de muchas herramientas para impedir que se produzcan estos fenómenos, algunos de ellos son inevitables, y lo más que podemos hacer es controlarlos y mantenerlos dentro de límites aceptables.

Es prácticamente imposible evitar que aparezcan fisuras en elementos de hormigón armado, dada la reducida resistencia a tracción del hormigón, aún para tensiones de tracción pequeñas, ya sea por la actuación de cargas exteriores o por esfuerzos inducidos. Sin embargo, pese a que se trata de un proceso casi inevitable, debemos diseñar las estructuras limitando la posible abertura máxima de éstas por razones de durabilidad [1-5], estanqueidad, estética [6] y para reducir el efecto psicológico¹ [7] que produciría sobre los usuarios.

¹ Entendiendo como tal, el hecho de que el usuario identifique la presencia de fisuras en una estructura como el riesgo de hundimiento de la misma.

generated in users.

Studies conducted on cracking in reinforced concrete members have attempted to establish maximum allowable values for crack widths based on the type of structural exposure, along with formulas that use member characteristics and the stress to which they are subjected to compute the foreseeable width.

Cracking has been researched throughout the history of reinforced concrete by any number of authors: Kleinlogel (1904), Saliger (1936), Lossier (1936), Rüschi (1957), Rehm (1957), Watstein (1959), Mathey (1959), Broms [8] (1965), Lutz [9] (1965), Borges [10] (1966), Beeby [11-12] (1966), Nawy [13] (1968), Goto (1971), Favre (1980), Andrade (1993), Makhoul (1996), Frosch [14-15] (1999), to name a few. Most of these papers have taken a theoretical approach, however, while very few experimental campaigns have been conducted. The existence of several parameters that affect cracking and the complexity involved in fitting theoretical studies to empirical results pose the need to continue to analyze reinforced concrete member cracking, in an attempt to develop an accurate model.

The review of the literature conducted for the present research revealed the need for an experimental campaign with full-scale models subjected to bending force, representing the behaviour observed in most conventional structures, as well as for an analysis of the most recent European and American standards and some of the models proposed by the scientific community to determine how closely they fit the experimental results.

A comparison between theoretical models, which differ substantially in some cases, and experimental findings is the basis for an analysis of which of the existing procedures provides the best fit. A second question posed is whether the effect of certain parameters is overestimated, as prior research would suggest. The parameters included in the procedures adopted by different international standards to estimate crack width in RC members include the steel ratio and the diameter of the bars used, both of which are addressed in the present study. The effect of the arrangement of compression reinforcement on crack control is also analyzed.

2. OBJECT

This study aimed to analyze in-service cracking in RC members subjected to pure bending in accordance with the testing plan implemented. Specifically, the effect of five different steel ratios was analyzed, using reinforcing bars having three different diameters, fine (10φ), medium (16φ) and thick (25φ), in 14 beams measuring 25 cm wide by 50 cm deep; the cracking patterns obtained experimentally (crack spacing and width) were likewise established and the impact of the parameters studied (tensile reinforcement ratio, reinforcing bar diameter and compression reinforcement ratio) on such patterns was evaluated.

The results were also compared to the most recent European and American standards and some of the models proposed by the scientific community; possible variations in the existing approach were evaluated to improve the fit of the theoretical to the experimental findings.

3. EXISTING STANDARDS FOR LIMITING CRACKING

The following items describe the approaches taken in some of the most widely known standards to calculate the width of structurally induced cracks.

3.1. SPANISH CODE EHE (STRUCTURAL CONCRETE CODE)

Under the EHE Code², the cracking limit state constraint is defined by the following inequality:

$$w_k \leq w_{max}$$

where:

w_k characteristic crack width

w_{max} maximum crack width for the respective exposure class (see Table 1)

² No amendments to the cracking control method were introduced in the new EHE Code 2008.

Los estudios realizados sobre la fisuración en elementos de hormigón armado han tratado de establecer unos valores máximos admisibles para la abertura de fisuras en función del tipo de exposición de la estructura, así como definir una fórmula que proporcione la abertura previsible de fisuras en función de las características de la pieza y de su estado tensional.

A lo largo de la historia del hormigón armado, son muchos los autores que han dedicado parte de su investigación a la fisuración. Así lo han hecho Kleinlogel (1904), Saliger (1936), Lossier (1936), Rüschi (1957), Rehm (1957), Watstein (1959), Mathey (1959), Broms [8] (1965), Lutz [9] (1965), Borges [10] (1966), Beeby [11-12] (1966), Navy [13] (1968), Goto (1971), Favre (1980), Andrade (1993), Makhlof (1996), Frosch [14-15] (1999), etc. No obstante, la mayoría de los trabajos realizados se han centrado en análisis teóricos, siendo menor el número de campañas experimentales realizadas. La influencia de diversos parámetros en la fisuración y la complejidad de un buen ajuste entre los estudios teóricos y los ensayos realizados, plantean la necesidad de seguir analizando la fisuración en elementos de hormigón armado, buscando la formulación que mejor se ajuste a este fenómeno.

Por lo tanto, de la revisión bibliográfica realizada en la presente investigación se deduce la necesidad de plantear una campaña experimental con modelos a escala real sometidos a esfuerzos de flexión, que representen el comportamiento de la mayor parte de las estructuras convencionales, y analizar la adecuación entre los resultados experimentales y las normativas europeas y americanas más avanzadas, y algunos modelos presentados por la comunidad científica.

Mediante el contraste de los modelos teóricos y los resultados experimentales se analiza cual es el que mejor ajuste presenta, dadas las grandes diferencias entre algunos de los modelos teóricos considerados, y además se estudia si, tal y como proponen investigaciones anteriores, existen parámetros cuya influencia parece estar siendo sobrevalorada. Entre los parámetros que intervienen en las diversas fórmulas planteadas para la estimación de la abertura de fisuras en elementos de hormigón armado se encuentran la cuantía de armadura dispuesta y el diámetro de las barras empleadas, aspectos que se han querido analizar en la investigación. También se ha analizado la influencia de la disposición de armadura comprimida en el control de la fisuración.

2. OBJETO DE LA INVESTIGACIÓN

La finalidad de esta investigación es analizar la fisuración en servicio en piezas de hormigón armado sometidas a flexión pura mediante el plan de ensayos llevado a cabo. Específicamente, se analiza la influencia de cubrir cinco cuantías de armado con barras de tres diámetros distintos, finos (ϕ 10), medios (ϕ 16) y gruesos (ϕ 25), para catorce vigas de 25 cm de ancho y 50 cm de canto; estableciendo experimentalmente los esquemas de fisuración obtenidos (separación y abertura de fisuras) y evaluando la importancia que sobre dichos esquemas tienen los parámetros objeto de estudio (cuantía de armadura traccionada, diámetro de armaduras y cuantía de armadura comprimida).

Complementariamente se desarrolla el contraste entre los resultados experimentales, las normativas europeas y americanas más avanzadas, y algunos modelos presentados por la comunidad científica, así como se evalúan posibles variantes de la formulación existente, con objeto de mejorar el ajuste de dicha formulación a los resultados experimentales.

3. LIMITACIÓN DE LA FISURACIÓN SEGÚN DIVERSA NORMATIVA

En los apartados siguientes se expone la formulación que algunas de las normativas más conocidas recogen para el cálculo de la abertura de fisuras provocadas por la respuesta estructural.

3.1. INSTRUCCIÓN ESPAÑOLA EHE (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL)

La comprobación general del Estado Límite de Fisuración según la Instrucción EHE², consiste en satisfacer la siguiente inecuación:

$$w_k \leq w_{max}$$

siendo,

w_k abertura característica de fisura

² La nueva Instrucción EHE 2008 no introduce ninguna variación en la formulación del control de la fisuración.

Exposure class	wmax (mm) reinforced concrete
I	0.4
IIa, IIb, H	0.3
IIIa, IIIb, IV, F	0.2
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1

Table 1

The characteristic crack width is calculated from the following expression:

$$W_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm} \quad (1)$$

where:

β coefficient that relates the mean crack width to the characteristic value and is assigned a value of 1.3 for cracks due solely to indirect action and 1.7 for all others

s_m mean spacing between cracks (mm), found from:

$$s_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot k_1 \cdot \phi \cdot \frac{A_{c,eficaz}}{A_s} \quad (2)$$

ε_{sm} mean steel elongation, taking into account the effect of the concrete between cracks, found as:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right) \neq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3)$$

c concrete cover

s distance between longitudinal bars

k_1 coefficient representing the effect of the tensile force diagram on the cross-section

ϕ diameter of the thickest bar under tensile stress or equivalent diameter in the event of bundled bars

$A_{c,eficaz}$ area of the concrete in the cover where tensile bars effectively impact crack width

A_s total area of the bars located in area $A_{c,eficaz}$

σ_s in-service stress on the passive reinforcement, assuming a cracked cross-section

E_s steel longitudinal modulus of deformation

k_2 coefficient whose value is 1.0 for non-recurrent instantaneous loading and 0.5 for all other cases

σ_{sr} stress on the steel in the cracked section when the concrete cracks, which is assumed to occur when the tensile stress on the concrete fibre with the highest tensile stress reaches the concrete's mean tensile strength

3.2. CEB-FIP MODEL CODE 1990

Under the CEB-FIP Model Code 1990, the cracking limit state constraint is defined by the following inequality

$$W_k \leq W_{lim}$$

w_{max}

abertura máxima de fisura según la clase de exposición de la estructura (véase la Tabla 1)

Clase de exposición	wmax (mm) Hormigón armado
I	0.4
IIa, IIb, H	0.3
IIIa, IIIb, IV, F	0.2
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1

Tabla 1

La abertura característica de fisura se calcula mediante la siguiente expresión:

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm} \quad (1)$$

siendo,

β coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico, y vale 1.3 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1.7 para el resto de casos

s_m separación media de fisuras (mm) que resulta de la expresión:

$$s_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot k_1 \cdot \phi \cdot \frac{A_{c,eficaz}}{A_s} \quad (2)$$

ε_{sm} alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras, según:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right) \leq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3)$$

c recubrimiento de hormigón

s distancia entre barras longitudinales

k_1 coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección

ϕ diámetro de la barra traccionada más gruesa o diámetro equivalente en el caso de grupo de barras

$A_{c,eficaz}$ área de hormigón de la zona de recubrimiento, en donde las barras a tracción influyen de forma efectiva en la abertura de las fisuras

A_s sección total de las armaduras situadas en el área $A_{c,eficaz}$

σ_s tensión en servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada

E_s módulo de deformación longitudinal del acero

k_2 coeficiente de valor 1.0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0.5 para los restantes

σ_{sr} tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón, lo cual se supone que ocurre cuando la tensión de tracción en la fibra más traccionada de hormigón alcanza la resistencia media a tracción del hormigón

3.2. CÓDIGO MODELO CEB-FIP 1990

La comprobación general del Estado Límite de Fisuración según el Código Modelo CEB-FIP 1990 consiste en satisfacer la siguiente inecuación:

$$w_k \leq w_{lim}$$

where:

w_k characteristic crack width

w_{lim} nominal limit on crack width specified for cases where cracking is expected to have functional or durability-related consequences. In the absence of specific requirements (e.g., water-tightness), w_{lim} values of 0.30 mm may be assumed to be satisfactory for exposure classes two to four (as defined in the code) under quasi-permanent combinations of actions, with respect to both appearance and durability.

For all stages of cracking, the design crack width may be calculated from the following expression:

$$w_k = l_{s,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs}) \quad (4)$$

where:

$l_{s,max}$ length over which slip between steel and concrete occurs; steel and concrete strains, which occur within this length, contribute to the width of the crack; $l_{s,max}$ is calculated from:

$$l_{s,max} = 2 \cdot \frac{\sigma_{s_2} - \sigma_{sE}}{4 \cdot \tau_{bk}} \cdot \phi_s \quad (5)$$

Be it said that for stabilized cracking, the mean cracking width is obtained from the following expression:

$$s_{med} = \frac{2}{3} \cdot l_{s,max} \quad (6)$$

σ_{s_2} steel stress at the crack

σ_{sE} steel stress at the zero slip point

τ_{bk} lower quantile value of the mean bond stress

ϕ_s diameter of the steel bar or the equivalent diameter of bundled bars

ε_{sm} mean strain on the steel along the length $l_{s,max}$

ε_{cm} mean strain on the concrete along $l_{s,max}$

ε_{cs} mean shrinkage strain on the concrete, with the respective sign

The following value may be taken for the difference between ε_{sm} and ε_{cm}

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \varepsilon_{s_2} - \beta \cdot \varepsilon_{s_{r2}} \quad (7)$$

$$\varepsilon_{s_{r2}} = \frac{f_{ctm}(t)}{\rho_{s,ef} \cdot E_s} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,ef}) \quad (8)$$

ε_{s_2} strain on the steel at the crack

$\varepsilon_{s_{r2}}$ strain on the steel at the crack when forces generate a stress of $f_{ctm}(t)$ on the member

β empirical factor to assess mean strain along $l_{s,max}$

siendo,

w_k abertura característica de fisura

w_{lim} es el valor nominal límite del ancho de fisura que se especifica para los casos en que se esperan consecuencias funcionales debidas a la fisuración, o para ciertos casos particulares relacionados con problemas de durabilidad. En ausencia de requisitos específicos (estanqueidad, por ejemplo), puede aceptarse un valor de w_{lim} igual a 0.30 mm para las clases de ambiente 2 a 4 (de acuerdo con el código) para la combinación cuasi-permanente de acciones, tanto desde el punto de vista del aspecto como de la durabilidad

En todas las etapas del proceso de fisuración, el ancho de fisura característico se puede evaluar con la siguiente expresión:

$$W_k = l_{s,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs}) \quad (4)$$

donde,

$l_{s,max}$ es la longitud de barra en la que se produce deslizamiento relativo entre el acero y el hormigón; las deformaciones del acero y del hormigón que se producen en esta longitud contribuyen al aumento del ancho de la fisura; el valor de $l_{s,max}$ se calcula por medio de la ecuación:

$$l_{s,max} = 2 \cdot \frac{\sigma_{s2} - \sigma_{sE}}{4 \cdot \tau_{bk}} \cdot \phi_s \quad (5)$$

Cabe señalar que la separación media de fisuras se obtiene, para fisuración estabilizada, a través de la siguiente expresión:

$$s_{med} = \frac{2}{3} \cdot l_{s,max} \quad (6)$$

σ_{s2} es la tensión de la armadura en la fisura

σ_{sE} es la tensión del acero en el punto en el que el deslizamiento es nulo

τ_{bk} es el valor del cuantil inferior de la tensión media de adherencia

ϕ_s es el diámetro de la barra de acero o diámetro equivalente del grupo de barras

ε_{sm} es la deformación media del acero en la longitud $l_{s,max}$

ε_{cm} es la deformación media del hormigón en la longitud $l_{s,max}$

ε_{cs} es la deformación media del hormigón debida a la retracción, con su signo

Pudiendo tomarse el siguiente valor para la diferencia $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$,

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \varepsilon_{s2} - \beta \cdot \varepsilon_{sr2} \quad (7)$$

$$\varepsilon_{sr2} = \frac{f_{ctm}(t)}{\rho_{s,ef} \cdot E_s} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,ef}) \quad (8)$$

ε_{s2} es la deformación del acero en la fisura

ε_{sr2} es la deformación del acero en la fisura cuando la sollicitación actuante produce una tensión $f_{ctm}(t)$ en la pieza

β es un factor empírico de ajuste de la deformación media en la longitud $l_{s,max}$

$f_{ctm}(t)$	mean value of concrete tensile strength at age t when the crack appeared
$\rho_{s,ef}$	effective reinforcement ratio: $\rho_{s,ef} = A_s / A_{c,ef}$
$A_{c,ef}$	effective area of the concrete in tension
A_s	area under stress
α_e	E_s / E_{ci} ratio
E_s	steel modulus of deformation
E_{ci}	concrete modulus of deformation at the age in question

3.3. U.S. CODE ACI 318-06 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE)

The 1999 edition of the U.S. code changed substantially with respect to the preceding edition (1995). On the grounds of an analysis of the research conducted by GERGELY, LUTZ, BEEBY, and FROSCHE and the procedures they proposed to control crack width, a new equation was formulated for the direct calculation of the maximum spacing between reinforcing bars. That equation, developed from the one proposed by FROSCHE, no longer distinguishes between different types of structural exposure, but adopts a common and essentially equivalent limit to prevent cracks from widening beyond 0.4 mm (0.016 in.). The equation cited in ACI 318-99 is as follows:

$$s = \frac{540}{f_s} - 2.5 \cdot c_c \leq 12 \cdot \frac{36}{f_s} \quad (9)$$

where:

s	maximum spacing between reinforcing bars (in)
f_s	steel stress (ksi), which may be assumed to be approximately $0.60 \cdot f_{yk}$ (steel modulus of elasticity)
c_c	concrete cover over the reinforcing bars closest to the surface (in)

The above expression was amended slightly in ACI 318-06 (also included in the 2005 edition), to:

$$s = \frac{600}{f_s} - 2.5 \cdot c_c \leq 12 \cdot \frac{40}{f_s} \quad (10)$$

As noted above, these equations are a simplification of the model proposed by FROSCHE to limit the maximum crack width:

$$w_{max} = 2 \cdot \frac{f_s}{E_s} \cdot \beta \cdot \sqrt{d_c^2 + (s/2)^2} \quad (11)$$

where:

w_{max}	maximum crack width (in)
f_s	steel stress (ksi)
s	maximum spacing between reinforcing bars (in)
d_c	mechanical cover over reinforcing bars (in)
β	$= 1 + 0.08 \cdot d_c(\text{in})$

The following expression may be deduced from (11):

- $f_{ctm}(t)$ es el valor medio de la resistencia del hormigón a tracción a la edad t a la que aparece la fisura
- $\rho_{s,ef}$ es la cuantía geométrica efectiva de armadura; $\rho_{s,ef} = A_s / A_{c,ef}$
- $A_{c,ef}$ es el área efectiva de hormigón en tracción.
- A_s área de acero traccionado
- α_e es el cociente E_s / E_{ci}
- E_s es el módulo de deformación del acero
- E_{ci} es el módulo de deformación del hormigón para la edad considerada

3.3. INSTRUCCIÓN NORTEAMERICANA ACI 318-06 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE)

La normativa norteamericana sufrió un cambio sustancial en la edición del año 1999 respecto a la anterior (1995). Mediante el análisis de las investigaciones llevadas a cabo por GERGELY LUTZ, BEEBY, y FROSCHE, y las formulaciones propuestas por éstos para el control de la abertura de fisuras, se estableció una nueva ecuación para el cálculo directo de la separación máxima de las armaduras. Dicha ecuación es análoga a la propuesta por FROSCHE, y en ella ya no se distingue entre distintos tipos de exposición de la estructura, adoptándose un límite común y sensiblemente equivalente a limitar la abertura de fisuras a unos 0.4 mm (0.016 in). La ecuación que se incluye en el ACI 318-99 es la siguiente:

$$s = \frac{540}{f_s} - 2.5 \cdot c_c \leq 12 \cdot \frac{36}{f_s} \quad (9)$$

siendo,

- s separación máxima entre armaduras (in)
- f_s tensión del acero (ksi), que se puede tomar de forma aproximada como $0,60 \cdot f_{yk}$ (tensión de límite elástico del acero)
- c_c recubrimiento geométrico de la capa de armaduras más cercana a la superficie (in)

En el ACI 318-06 modifica ligeramente la expresión anterior (incluida también en la edición de 2005), resultando:

$$s = \frac{600}{f_s} - 2.5 \cdot c_c \leq 12 \cdot \frac{40}{f_s} \quad (10)$$

Las ecuaciones anteriores, como se ha indicado anteriormente, son una simplificación de la fórmula propuesta por FROSCHE para limitar la abertura máxima de fisura:

$$w_{max} = 2 \cdot \frac{f_s}{E_s} \cdot \beta \cdot \sqrt{d_c^2 + (s/2)^2} \quad (11)$$

siendo,

- w_{max} abertura máxima de fisuras (in)
- f_s tensión del acero (ksi)
- s la separación máxima entre armaduras (in)
- d_c el recubrimiento mecánico de las armaduras (in)
- $\beta = 1 + 0.08 \cdot d_c$ (in)

De dicha expresión se deduce,

$$s_{\max} = 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{w_c \cdot E_s}{2 \cdot f_s \cdot \beta}\right)^2 + (s/2)^2} \quad (12)$$

3.4. EUROPEAN EUROCODE EC-2 2004

The approach in the EC-2 Eurocode is essentially the same as in the CEB-FIP Model Code 1990, with certain minor differences. The Eurocode stipulates that the minimum steel required to control cracking and the maximum allowable crack width are to be calculated from the following expression:

$$w_k \leq w_{\max}$$

where:

w_k design crack width

w_{\max} maximum crack width for the respective exposure class. A maximum value of 0.3 mm is established for RC structures with a quasi-permanent combination of loads, except for structures subjected to X0 and/or XC1 exposure, where the maximum width is limited to 0.4 mm, for aesthetic reasons.

The design crack width for members subjected essentially to bending and/or tensile stress is calculated from the following expression:

$$w_k = s_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (13)$$

where:

$s_{r,\max}$ maximum spacing between cracks as calculated from the expression:

$$s_{r,\max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,\text{eff}}} \quad (14)$$

The above equation includes a correction factor to directly calculate the maximum rather than the mean crack spacing. As in earlier versions of the Eurocode, that factor is assigned a value of 1.7 (same as the value set out in the EHE Code).

k_3 coefficient whose recommended value is given in each country's National Annex. The recommended value is 3.4.

c concrete cover over reinforcing bars

k_1 coefficient to account for bar bonding characteristics, which adopts a value of 0.8 for corrugated bars and 1.6 for smooth bars

k_2 coefficient to account for strain distribution, adopting a value of 0.5 for bending and 1.0 for pure tensile strain.

k_4 coefficient whose recommended value is given in each country's National Annex. The recommended value is 0.425.

ϕ diameter of the thickest bar under tensile stress or equivalent diameter of bundled bars (mm)

$\rho_{p,\text{eff}}$ effective steel ratio: $A_s/A_{c,\text{eff}}$

ε_{sm} mean strain on the steel

ε_{cm} mean strain on the concrete

The following value may be taken for the difference between ε_{sm} and ε_{cm}

$$s_{\max} = 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{W_c \cdot E_s}{2 \cdot f_s \cdot \beta}\right)^2 + (s/2)^2} \quad (12)$$

3.4. NORMATIVA EUROPEA EUROCÓDIGO EC-2 2004

El planteamiento del Eurocódigo EC-2 coincide sensiblemente con el del Código Modelo CEB-FIP 1990, salvando pequeños matices. El Eurocódigo establece el cálculo de la armadura mínima necesaria para controlar los fenómenos de fisuración, y la comprobación de la abertura máxima de fisura de acuerdo con la siguiente expresión:

$$W_k \leq W_{\max}$$

siendo,

W_k abertura de cálculo de fisura

W_{\max} abertura máxima de fisura según la clase de exposición de la estructura. Para estructuras de hormigón armado se establece, para una combinación cuasipermanente de cargas, un valor límite de 0.3 mm, salvo para las estructuras sometidas a un ambiente de exposición tipo X0 y/o XC1, en los que se permite hasta una abertura de 0.4 mm por condiciones estéticas

La abertura de fisura de cálculo para piezas sometidas fundamentalmente a flexión y/o tracción, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$W_k = s_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (13)$$

siendo,

$s_{r,\max}$ separación máxima entre fisuras (mm) que resulta de la expresión:

$$s_{r,\max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,\text{eff}}} \quad (14)$$

Cabe señalar que dicha expresión ya incluye un coeficiente de corrección para obtener directamente la separación máxima de fisuras y no la media. Dicho coeficiente, al igual que en las anteriores versiones del Eurocódigo es de 1.7 (coincidente con el propugnado por la Instrucción EHE).

k_3 es un coeficiente cuyo valor viene recomendado en el Anejo Nacional de cada país. Se recomienda un valor de 3.4

c recubrimiento geométrico de las armaduras

k_1 es un coeficiente que considera las propiedades de adherencia de las barras, siendo 0.8 en el caso de barras corrugadas y de 1.6 para el de barras lisas

k_2 es un coeficiente que tiene en cuenta la forma de distribución de deformaciones, siendo de 0.5 para flexión, y de 1.0 para tracción pura.

k_4 es un coeficiente cuyo valor viene recomendado en el Anejo Nacional de cada país. Se recomienda un valor de 0.425

ϕ diámetro de la barra traccionada más gruesa o diámetro equivalente en el caso de grupo de barras (mm)

$\rho_{p,\text{eff}}$ cuantía geométrica de armadura efectiva, $A_s/A_{c,\text{eff}}$

ε_{sm} es la deformación media del acero

ε_{cm} es la deformación media del hormigón

Pudiendo tomarse el siguiente valor para la diferencia $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$,

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (15)$$

where:

σ_s in-service stress on the reinforcement, assuming a cracked cross-section

k_t factor that depends on load duration, adopting a value of 0.6 for instantaneous or short loads and 0.4 for sustained or recurrent loads

$f_{ctm}(t)$ mean value of concrete tensile strength at age t when the crack appeared

α_e E_s / E_{ci} ratio

E_s steel modulus of deformation

E_{cm} concrete modulus of deformation at the age in question

4. RESEARCH DESIGN

Most of the tests on cracking in reinforced concrete members have been conducted on elements subjected to pure tensile stress, whereas in most construction scenarios members are ordinarily subjected to flexural stress. Consequently, this study was designed to test beams under bending stress.

The beams were tested under pure bending to obtain a cracking pattern as uniform as possible, in such a way that bending stress was constant across the entire instrumented area and unaffected by shear, which would have distorted the cracking pattern.

The fourteen rectangular beams tested measured 0.25 m x 0.5 m x 6.50 m (width x depth x total length) and were supported at 1.25 m from each end. The load was applied to the cantilevers at 1 m from the supports to obtain a constant bending moment and nil shear stress on the part of the members spanning the 4 m between supports. The beams were tested at INTEMAC's Central Laboratory; the test setup is shown in Figures 1 and 2.

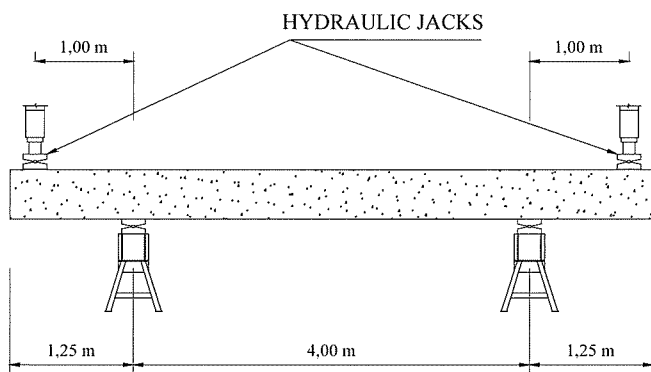


Figure 1. Test set-up

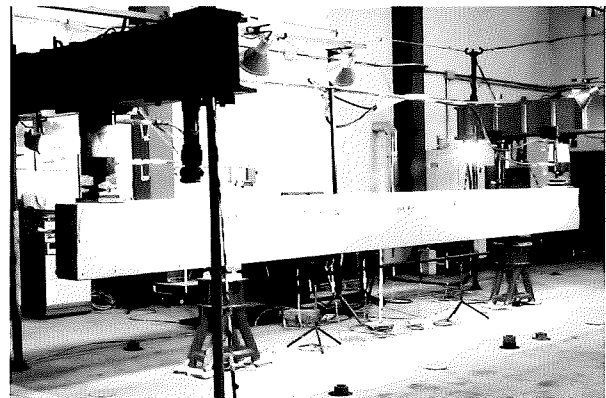


Figure 2. Test apparatus INTEMAC. Central Laboratory

The beams were made with concrete with a characteristic strength of 25 N/mm² at the testing age. B400S type steel was used to reinforce the fourteen beams. Compression, indirect tensile, bending and modulus of deformation tests were conducted on cast specimens to determine the mechanical parameters of the concrete used in the beams. Tensile tests were run on representative samples of the various layers of longitudinal reinforcing steel in the beams to determine its geometric and mechanical characteristics, along with bending tests and tests on the corrugation geometry of the diameter used.

Figure 3 shows the cross-sections of the beams tested. Tables 2 and 3 list the longitudinal reinforcement configuration and steel ratio for each beam, while Table 4 summarizes the most relevant mechanical characteristics of the sections used.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (15)$$

siendo,

σ_s es la tensión en servicio de la armadura en la hipótesis de sección fisurada

k_t es un factor que depende de la duración de la carga, siendo de 0.6 para cargas instantáneas o de corta duración, y de 0.4 para cargas mantenidas o repetidas.

f_{ctm} es el valor medio de la resistencia del hormigón a tracción a la edad t a la que aparece la fisura

α_e es el cociente E_s / E_{cm}

E_s es el módulo de deformación del acero

E_{cm} es el módulo de deformación del hormigón para la edad considerada

4. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

Dado que la mayoría de los ensayos realizados sobre la fisuración en elementos de hormigón armado se han hecho sobre piezas sometidas a tracción pura, y puesto que es más habitual en las construcciones cotidianas disponer de elementos sometidos a flexión, se ha optado por el ensayo de vigas a flexión.

Con objeto de obtener un esquema de fisuración lo más uniforme posible, se optó por ensayar las vigas a flexión pura, de tal manera que los esfuerzos de flexión fueran constantes a lo largo de toda la zona instrumentada, y de que no estuvieran influenciados por tensiones de corte que distorsionarían el esquema de fisuración previsto.

Se decidió ensayar catorce vigas rectangulares de 0.25 m de ancho por 0.50 de canto, de 6.50 m de longitud total, y biapoyadas a 1.25 m de sus extremos. La carga se aplicaba en los voladizos a 1 m del apoyo, obteniéndose entonces momento flector constante y esfuerzo cortante nulo en los cuatro metros de elemento entre apoyos. Las vigas se han ensayado en la losa de ensayos del Laboratorio Central de INTEMAC, con la disposición que se presenta en las figuras 1 y 2.

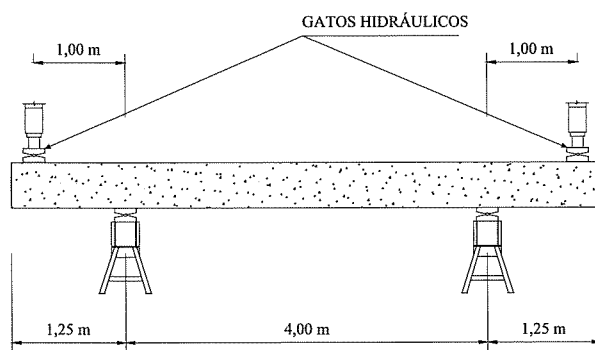


Figura 1.

Croquis de disposición del ensayo

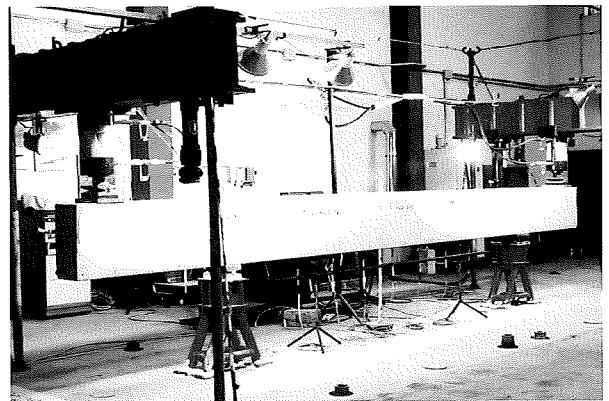


Figura 2.

Vista de la disposición del ensayo. Laboratorio Central de INTEMAC

Las vigas se fabricaron con un hormigón de 25 N/mm^2 de resistencia característica a la edad de ensayo de las vigas. Las armaduras de las catorce vigas se fabricaron con acero de dureza natural B400S. Para obtener los parámetros mecánicos del hormigón vertido en cada una de las vigas, se realizaron ensayos de compresión, tracción indirecta, flexotracción y determinación del módulo de deformación sobre probetas moldeadas. En lo que hace referencia al acero, se realizaron ensayos sobre muestras representativas de cada una de las capas de las armaduras longitudinales de las vigas para efectuar ensayos de tracción, con determinación de las características geométricas y mecánicas, y ensayos de doblado simple, doblado-desdoblado de las barras y geometría del corrugado del diámetro utilizado.

En la Figura 3 se muestran las secciones transversales de las vigas ensayadas. En las tablas 2 y 3 se indica el armado longitudinal y la cuantía mecánica de cada viga, y en la Tabla 4 se resumen las características mecánicas más notables de las secciones utilizadas.

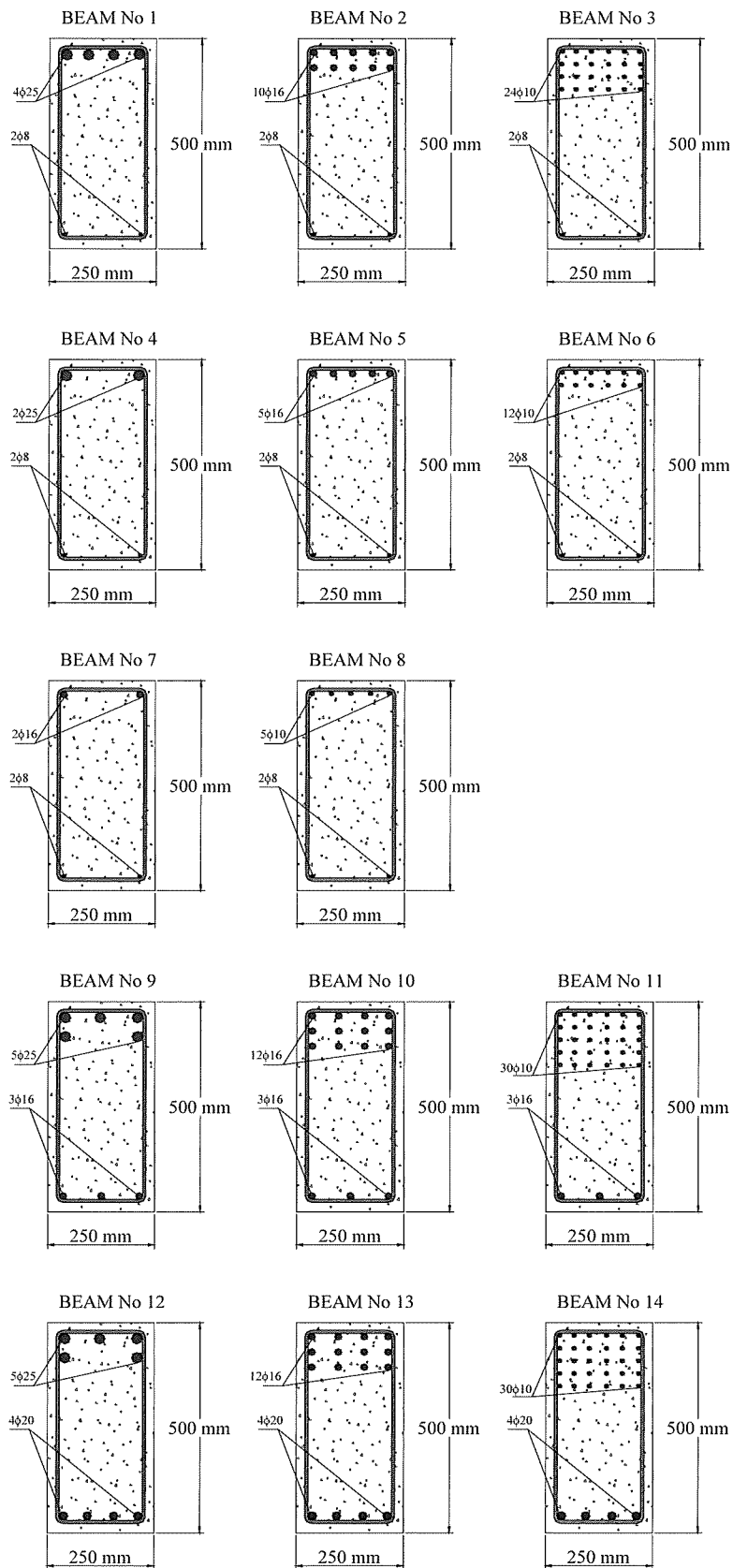


Figure 3. Cross-sections of the beams tested

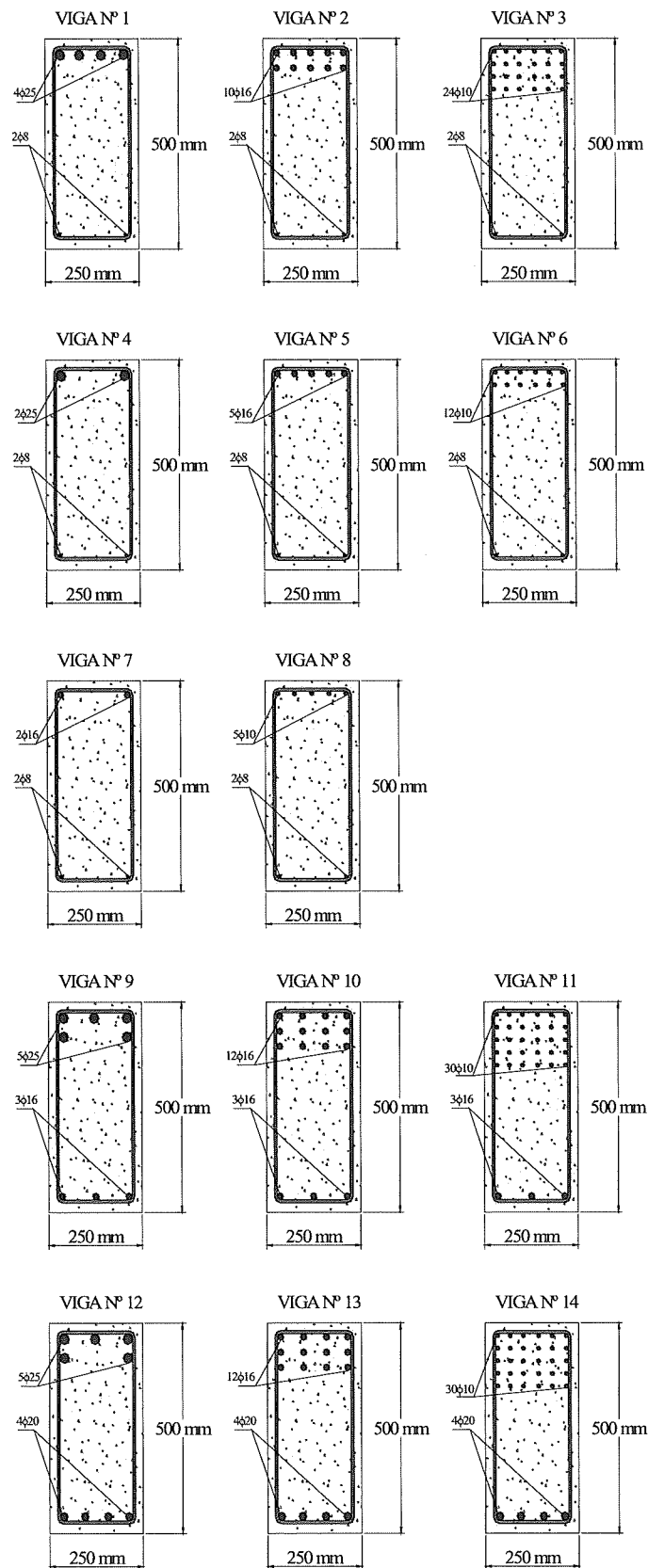


Figura 3. Secciones transversales de las vigas ensayadas

BEAM No.	LONGITUDINAL TENSILE REINFORCEMENT	STEEL RATIO U_s/U_c	
1	4 \emptyset 25	0.453	HIGH
2	10 \emptyset 16	0.483	
3	24 \emptyset 10	0.476	
4	2 \emptyset 25	0.226	MEDIUM
5	5 \emptyset 16	0.232	
6	12 \emptyset 10	0.221	
7	2 \emptyset 16	0.092	LOW
8	5 \emptyset 10	0.089	
9	5 \emptyset 25	0.589	VERY HIGH
10	12 \emptyset 16	0.605	
11	30 \emptyset 10	0.612	
12	5 \emptyset 25	0.589	VERY HIGH
13	12 \emptyset 16	0.605	
14	30 \emptyset 10	0.612	

Table 2

BEAM No.	LONGITUDINAL COMPRESSION REINFORCEMENT	STEEL RATIO U_s/U_c
9 10 11	3 \emptyset 16	0.126
12 13 14	4 \emptyset 20	0.262

Table 3

BEAM No	$I_{gross} (cm^4)$	$I_{uniform} (cm^4)$	$I_{cracked} (cm^4)$	Cracking moment $M_f (m \cdot kN)^*$
1	260417	333052	189283	46.8
2	260417	324594	177945	45.3
3	260417	310736	153011	42.6
4	260417	300737	114077	40.0
5	260417	303501	123820	40.6
6	260417	299235	111703	39.8
7	260417	282263	60488	36.4
8	260417	280296	55254	36.1
9	260417	353770	199987	48.4
10	260417	345447	186955	46.8
11	260417	344892	184398	46.5
12	260417	381342	210311	50.4
13	260417	363546	182937	47.4
14	260417	371181	189476	48.1

* $M_f = [0.37 \cdot (f_{ck})^{2/3}] \cdot W_{hom}$, where $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

Table 4

VIGA N°	ARMADURA LONGITUDINAL TRACCIONADA	CUANTÍA MECÁNICA U_s/U_c	
1	4 ø 25	0.453	ALTA
2	10 ø 16	0.483	
3	24 ø 10	0.476	
4	2 ø 25	0.226	MEDIA
5	5 ø 16	0.232	
6	12 ø 10	0.221	
7	2 ø 16	0.092	BAJA
8	5 ø 10	0.089	
9	5 ø 25	0.589	MUY ALTA
10	12 ø 16	0.605	
11	30 ø 10	0.612	
12	5 ø 25	0.589	MUY ALTA
13	12 ø 16	0.605	
14	30 ø 10	0.612	

Tabla 2

VIGA N°	ARMADURA LONGITUDINAL COMPRIMIDA	CUANTÍA MECÁNICA U_s/U_c
9 10 11	3 ø 16	0.126
12 13 14	4 ø 20	0.262

Tabla 3

VIGA N°.	I_{bruta} (cm ⁴)	$I_{homogeneizada}$ (cm ⁴)	$I_{fisurada}$ (cm ⁴)	Momento de fisuración M_f (m·kN)*
1	260417	333052	189283	46.8
2	260417	324594	177945	45.3
3	260417	310736	153011	42.6
4	260417	300737	114077	40.0
5	260417	303501	123820	40.6
6	260417	299235	111703	39.8
7	260417	282263	60488	36.4
8	260417	280296	55254	36.1
9	260417	353770	199987	48.4
10	260417	345447	186955	46.8
11	260417	344892	184398	46.5
12	260417	381342	210311	50.4
13	260417	363546	182937	47.4
14	260417	371181	189476	48.1

* $M_f = [0.37 \cdot (f_{ck})^{2/3}] \cdot W_{hom}$, where $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

Tabla 4

The load increments for the beams were defined according to the actual characteristics of the materials used. The load increment was first established for the theoretical bending moment for each beam (design load), from which the test load for the service load increment could be directly defined by dividing the design load by an approximate factor of 1.60. Once the service and design load increments were established, the remaining increments, including the cracking increment, were distributed (approximately) uniformly. All beams were tested to failure.

Figure 4 shows the two of the beams tested.

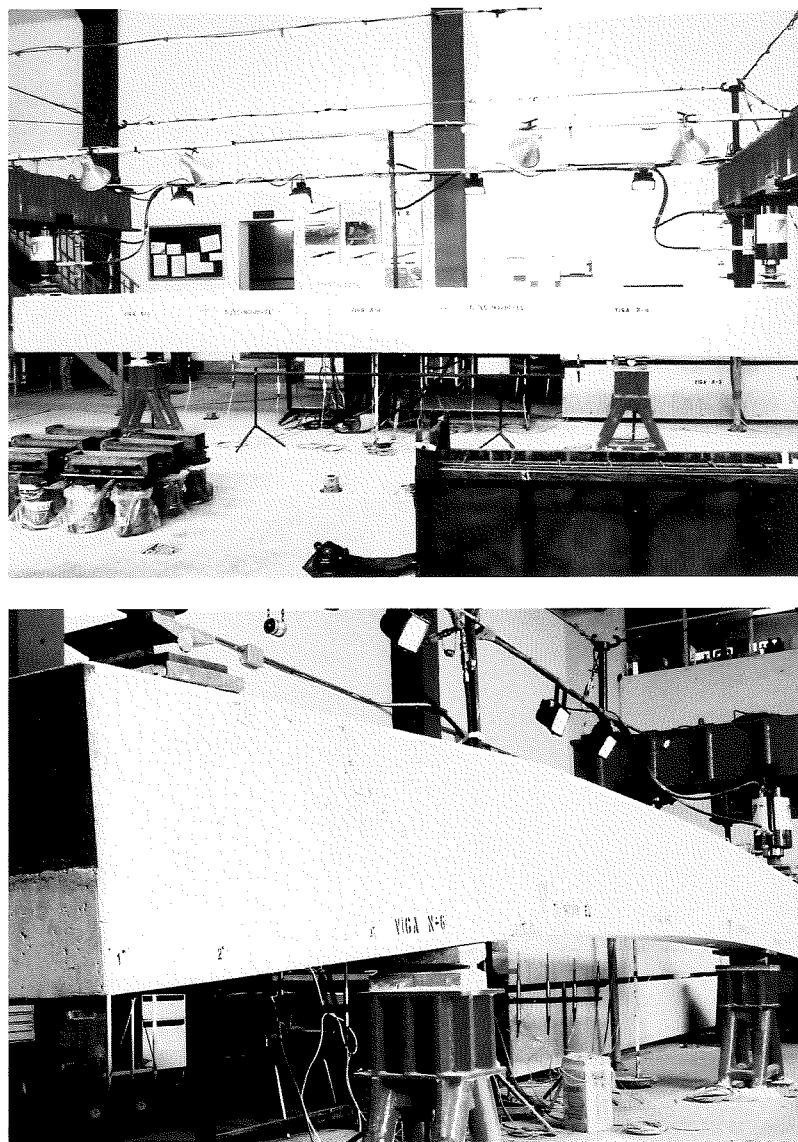


Figure 4. Beams tested. INTEMAC Central Laboratory

Crack width was measured with transparent crackmeters and a graduated magnifying glass with a precision of 0.05 mm.

All the cracks appearing at each load increment were recorded and their size marked on the top and sides of the beams themselves after each increment. The widths of all the cracks were likewise measured, including the primary (which advance through the concrete to the neutral fibre) and secondary (intermediate cracks that do not reach the neutral fibre) cracks. Once the cracking patterns were marked on the beam itself for all load increments, these patterns were sketched on a smaller scale. Figure 5 shows one such sketch.

Los escalones de carga de las vigas fueron definidos de acuerdo con las características reales de los materiales empleados para cada una de ellas. En primer lugar se fijó el escalón de carga correspondiente al momento flector resistente teórico de cada una de las vigas (carga de cálculo). Fijado este escalón fue posible obtener directamente la carga de ensayo para el escalón de servicio dividiendo la carga de cálculo entre un coeficiente aproximado de mayoración de acciones de 1.60. Fijados estos dos escalones, correspondientes a la carga de servicio y la carga de cálculo, se distribuyeron el resto de escalones uniformemente (aproximadamente) incluyendo entre los resultantes el escalón de fisuración. Cabe señalar que todas las vigas fueron ensayadas hasta rotura.

En la Figura 4 se muestran unas vistas de dos de las vigas ensayadas.

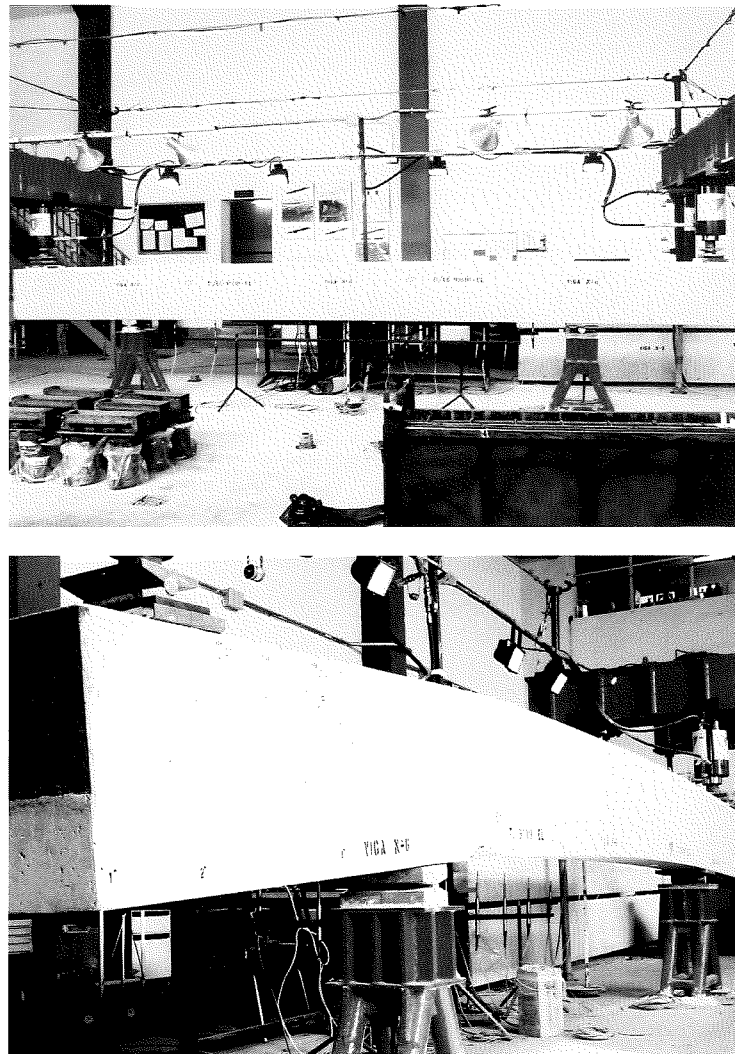


Figura 4. Vistas de dos de las vigas ensayadas. Laboratorio Central de INTEMAC

Para la medida de la abertura de fisuras se han empleado fisurómetros de transparencia y lupa graduada con apreciación de 0.05 mm.

Para cada escalón de carga fueron registradas todas las fisuras aparecidas, marcándolas en las propias vigas por cara superior y caras laterales delimitando su extensión para cada escalón, y midiendo para cada una de ellas su abertura. En este sentido cabe señalar que fueron medidas las aberturas de todas las fisuras aparecidas, tanto las principales (fisuras que progresan hasta la fibra neutra) como las secundarias (fisuras intermedias a las anteriores que no alcanzan la fibra neutra). Una vez replanteados los esquemas de fisuración en la propia viga para todos los escalones de carga, dichos esquemas fueron reproducidos en croquis a escala reducida. En la Figura 5 se muestra un ejemplo de uno de los croquis referidos.

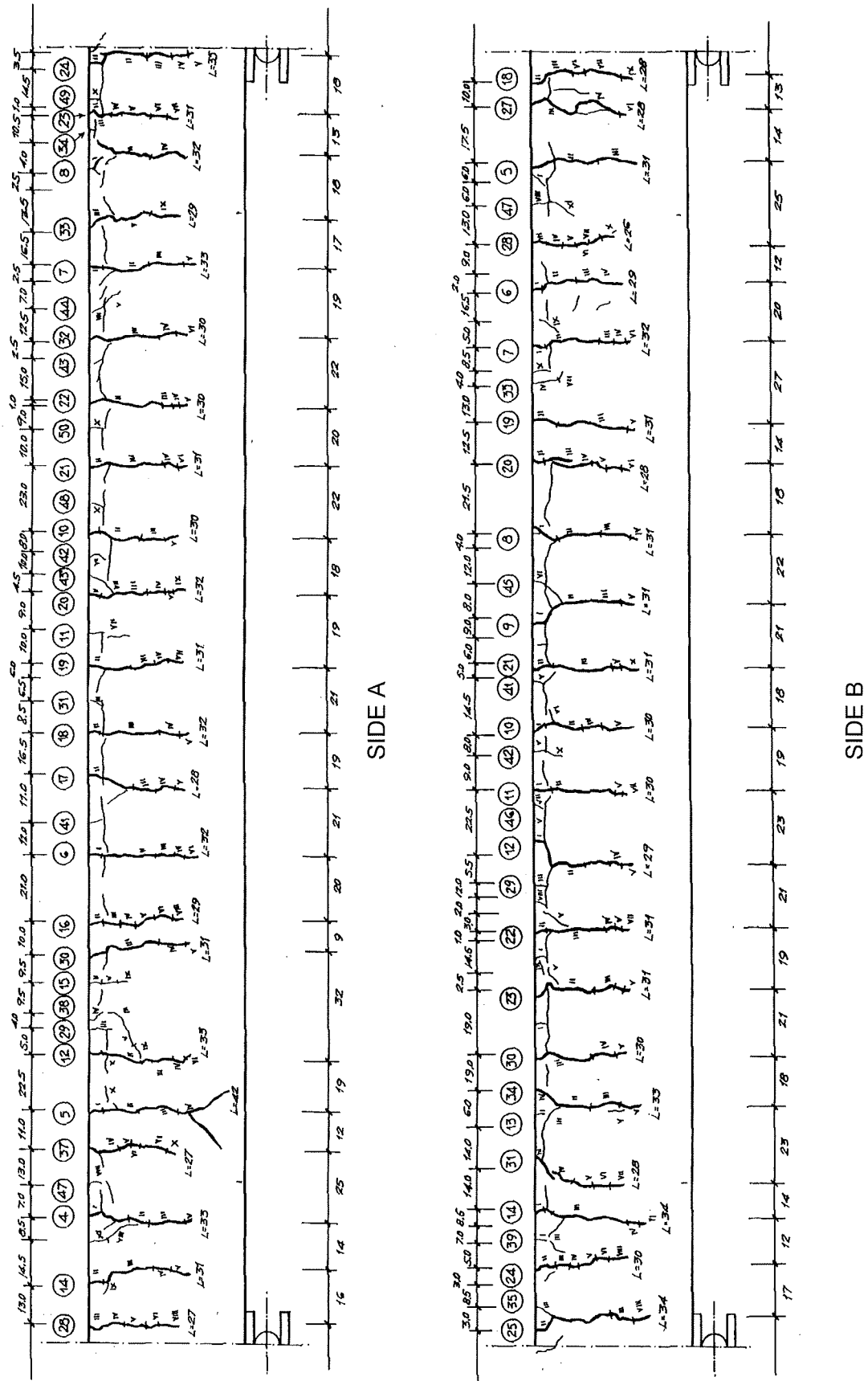
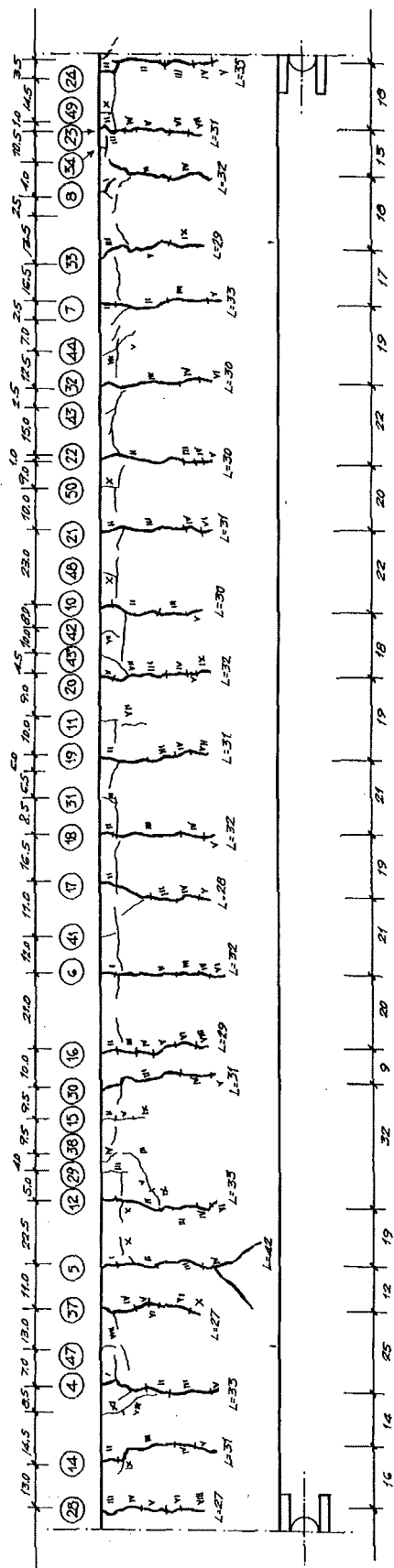
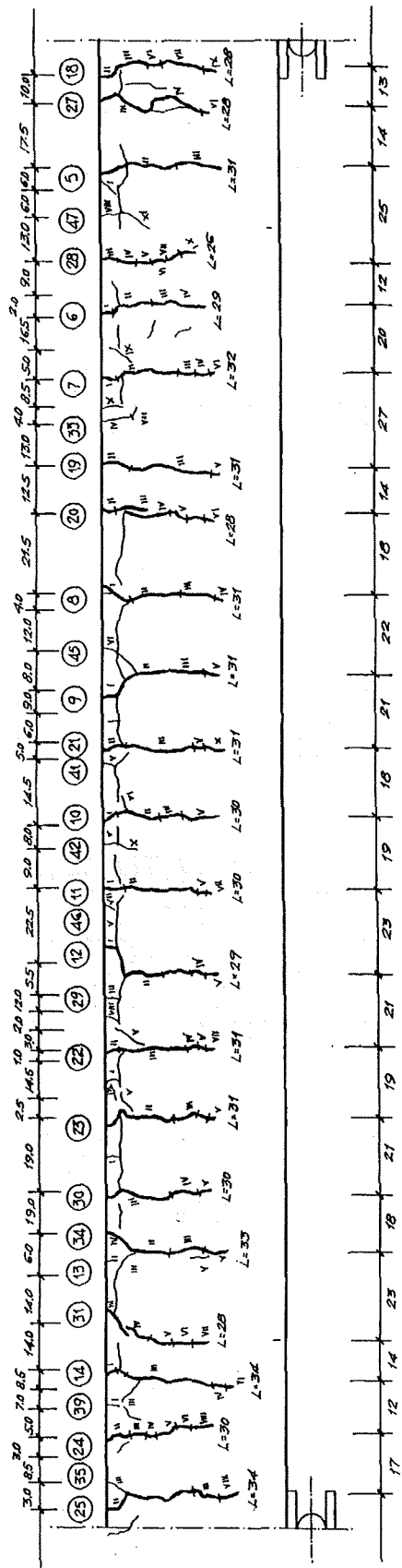


Figure 5. Cracking observed on the sides of beam No. 5



CARA A



CARA B

Figura 5. Croquis de replanteo de la fisuración observada en las caras laterales de la viga nº 5

5. RESULTS

5.1. MATERIAL TESTS

The findings for the concrete and steel in the fourteen beams are summarized in Tables 5 and 6 below.

BEAM	CONCRETE MECHANICAL PROPERTIES (MPa) (1) (2)			
	COMPRESSIVE STRENGTH	MODULUS OF DEFORMATION	SPLITTING TENSILE STRENGTH	BENDING STRENGTH
1	24.06	21092	2.63	3.38
2	22.59	20689	2.71	3.39
3	24.38	20753	2.72	3.78
4	26.14	21484	2.84	3.45
5	24.40	20312	2.22	4.54
6	24.62	20248	2.43	4.00
7	21.90	20297	2.74	3.36
8	24.11	22269	2.96	3.46
9	26.00	23294	2.98	3.66
10	28.18	21611	2.79	3.65
11	24.18	19914	3.09	3.52
12	27.08	23500	3.34	3.85
13	26.27	24138	3.12	3.58
14	24.13	20758	3.54	2.59

(1) Determined on specimens cured under the same conditions as the beams, and tested at the same age

(2) Mean values

Table 5

BEAM	LONGITUDINAL REINFORCEMENT - CHARACTERISTICS (1)							
	TENSILE				COMPRESSION			
	MODULUS OF ELASTICITY (MPa)	ULTIMATE UNIT LOAD	ϵ_{uk}	E_c (MPa)	MODULUS OF ELASTICITY (MPa)	ULTIMATE UNIT LOAD	ϵ_{uk}	E_c (MPa)
1	514.58	620.53	12.8	204048	466.47	563.04	15.9	205520
2	492.81	594.29	14.5	203558	472.25	568.88	16.3	206010
3	521.48	514.85	14.0	203312	474.26	567.95	14.9	203558
4	502.62	608.51	14.5	202577	472.30	568.88	15.8	201596
5	502.57	600.13	15.8	202086	468.38	564.03	13.2	202577
6	515.22	603.27	11.4	202577	476.18	567.90	16.1	203067
7	502.57	598.16	13.5	205029	476.18	571.82	15.7	203558
8	513.36	605.13	14.1	203558	466.42	564.03	15.2	203558
9	504.63	608.56	14.5	204048	500.11	607.93	15.0	202577
10	510.27	604.35	13.4	201596	507.42	604.05	13.5	204048
11	510.87	603.04	12.3	204440	509.87	610.38	14.6	205520
12	508.60	612.54	14.6	205029	519.88	610.48	9.4	205520
13	491.19	597.53	14.7	202413	527.68	615.14	10.0	205029
14	517.61	604.81	13.9	202478	533.96	616.75	9.3	205029

(1) Mean values

Table 6

5. RESULTADOS OBTENIDOS

5.1. ENSAYOS DE CONTROL DE MATERIALES

En los ensayos realizados sobre el hormigón y el acero de las catorce vigas, a modo de resumen, se han obtenido los resultados que se recogen en las tablas 5 y 6 siguientes.

VIGA	PROPIEDADES MECÁNICAS DEL HORMIGÓN DE LAS VIGAS (MPa) (1) (2)			
	RESISTENCIA A COMPRESIÓN	MÓDULO DE DEFORMACIÓN	RESISTENCIA A TRACCIÓN INDIRECTA	RESISTENCIA A FLEXOTRACCIÓN
1	24.06	21092	2.63	3.38
2	22.59	20689	2.71	3.39
3	24.38	20753	2.72	3.78
4	26.14	21484	2.84	3.45
5	24.40	20312	2.22	4.54
6	24.62	20248	2.43	4.00
7	21.90	20297	2.74	3.36
8	24.11	22269	2.96	3.46
9	26.00	23294	2.98	3.66
10	28.18	21611	2.79	3.65
11	24.18	19914	3.09	3.52
12	27.08	23500	3.34	3.85
13	26.27	24138	3.12	3.58
14	24.13	20758	3.54	2.59

(1) Determinada sobre probetas curadas en condiciones análogas a las vigas, y ensayadas a la misma edad que éstas.

(2) Valores medios.

Tabla 5

VIGA	CARACTERÍSTICAS DE LA ARMADURA LONGITUDINAL (1)							
	TRACCIONADA				COMPRESIDA			
	LÍMITE ELÁSTICO (MPa)	CARGA UNITARIA ROTURA (MPa)	ϵ_{uk}	E_c (MPa)	LÍMITE ELÁSTICO (MPa)	CARGA UNITARIA ROTURA (MPa)	ϵ_{uk}	E_c (MPa)
1	514.58	620.53	12.8	204048	466.47	563.04	15.9	205520
2	492.81	594.29	14.5	203558	472.25	568.88	16.3	206010
3	521.48	514.85	14.0	203312	474.26	567.95	14.9	203558
4	502.62	608.51	14.5	202577	472.30	568.88	15.8	201596
5	502.57	600.13	15.8	202086	468.38	564.03	13.2	202577
6	515.22	603.27	11.4	202577	476.18	567.90	16.1	203067
7	502.57	598.16	13.5	205029	476.18	571.82	15.7	203558
8	513.36	605.13	14.1	203558	466.42	564.03	15.2	203558
9	504.63	608.56	14.5	204048	500.11	607.93	15.0	202577
10	510.27	604.35	13.4	201596	507.42	604.05	13.5	204048
11	510.87	603.04	12.3	204440	509.87	610.38	14.6	205520
12	508.60	612.54	14.6	205029	519.88	610.48	9.4	205520
13	491.19	597.53	14.7	202413	527.68	615.14	10.0	205029
14	517.61	604.81	13.9	202478	533.96	616.75	9.3	205029

(1) Valores medios.

Tabla 6

5.2. CRACKING PATTERNS

Bending moment-cracking width diagrams were plotted for both sides of each of the beams tested as well as for the mean for the two sides. These diagrams contained three curves: mean crack width, including both the primary (that touch the neutral fibre) and the secondary cracks; mean primary crack width, found by summing the widths of all the cracks (primary and secondary) and dividing the result by the number of primary cracks; and maximum crack width.

An example of a bending moment-crack width diagram obtained experimentally for one of the fourteen beams is shown in Figure 6.

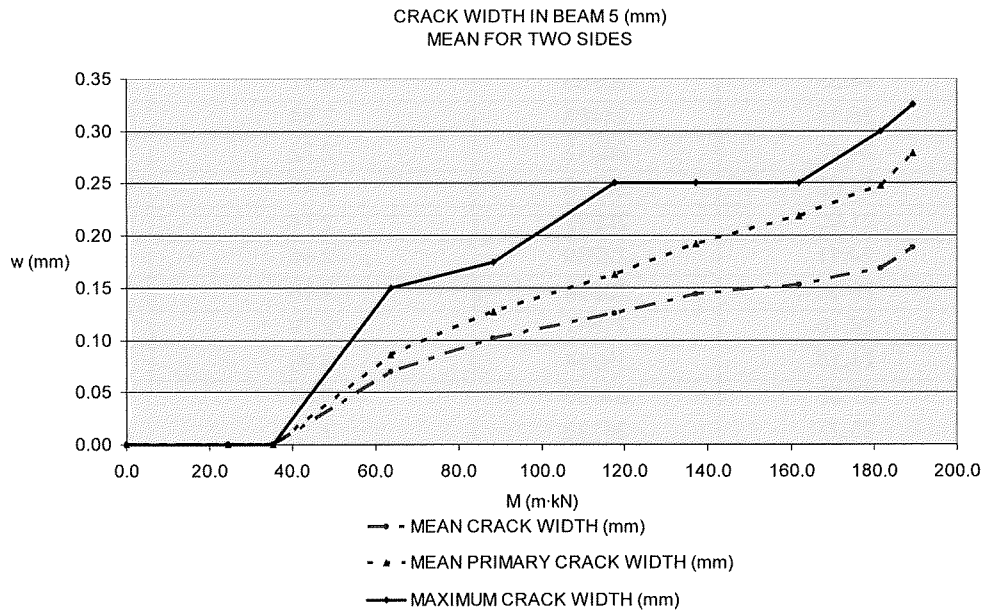


Figure 6

Frequency bar charts were drawn showing the crack widths for each beam at the service load increment (see example in Figure 7).

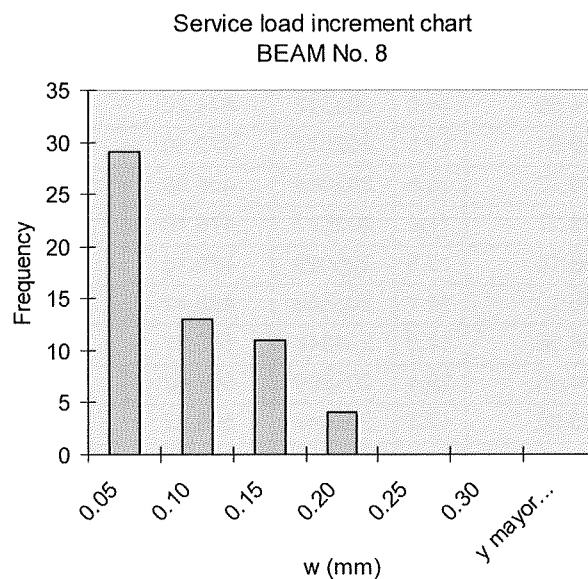


Figure 7

5.2. ESQUEMAS DE FISURACIÓN OBTENIDOS

Para cada una de las vigas ensayadas se representaron los diagramas momento flector-abertura de fisuras para las dos caras de cada viga, así como para la media de ambas. En estos diagramas se representaron tres curvas: la abertura media de fisuras, incluyendo tanto las fisuras principales (que progresan hasta alcanzar la fibra neutra) como las secundarias; la abertura media de fisuras principales, resultado de sumar las aberturas de todas las fisuras (principales y secundarias) dividiendo el resultado por el número de fisuras principales; y la abertura máxima de fisura.

En la Figura 6 se muestra a modo de ejemplo uno de los diagramas momento flector-abertura de fisura obtenidos experimentalmente para una de las catorce vigas.

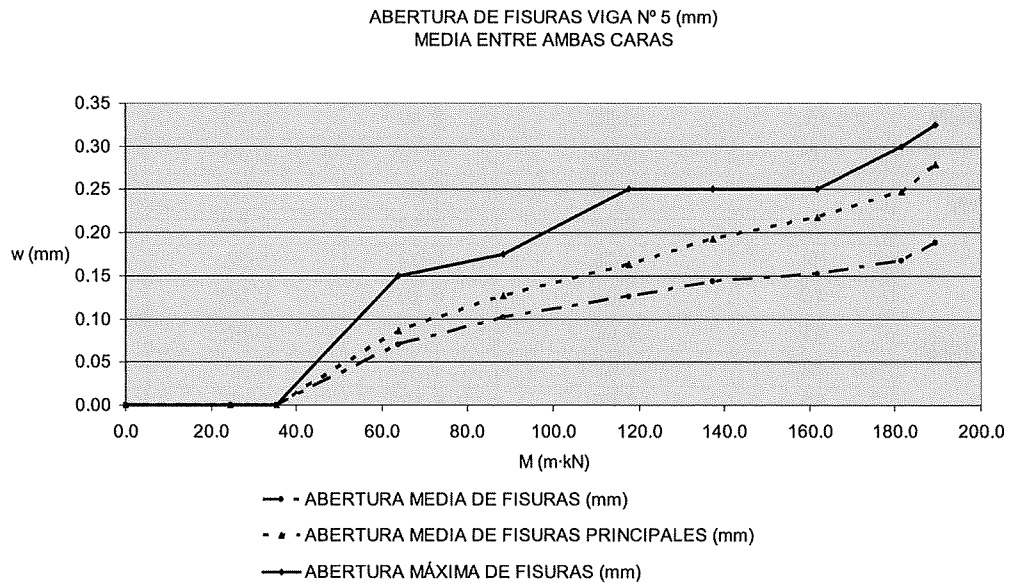


Figura 6

Para el escalón de servicio se han realizado histogramas de frecuencia de las aberturas de fisuras para cada una de las vigas (véase el ejemplo de la Figura 7).

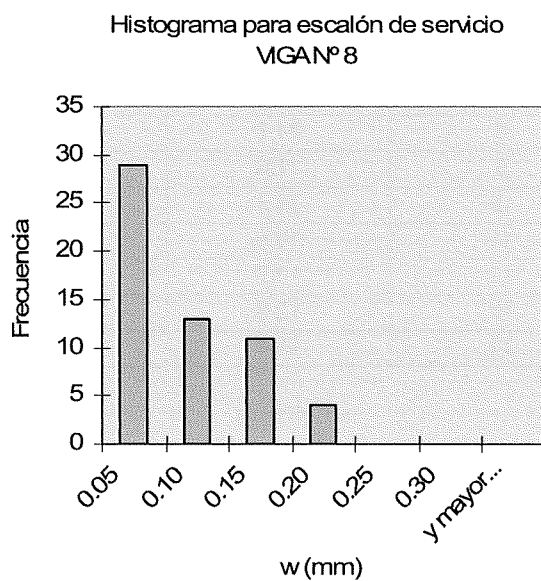


Figura 7

The following data are given in Table 7 for each beam at the service load increment: mean width of all cracks (primary and secondary); mean width of primary cracks; coefficient of variation for all crack width values (primary and secondary); and characteristic crack width assuming a normal distribution.

The maximum and minimum crack spacing and the deduced mean spacing between primary cracks for each beam are shown in Table 8.

RATIO	BEAM No.	w_m (mm) (prim. & second.)	w_m (mm) (primary)	Coefficient of variation (δ)	wk (mm)*
HIGH	1	0.09	0.11	0.44	0.15
	2	0.05	0.08	0.19	0.07
	3	0.05	0.10	0.23	0.07
MEDIUM	4	0.11	0.14	0.40	0.19
	5	0.13	0.16	0.43	0.21
	6	0.11	0.19	0.43	0.20
LOW	7	0.24	0.32	0.57	0.46
	8	0.09	0.14	0.52	0.17
VERY HIGH	9	0.06	0.08	0.38	0.10
	10	0.09	0.16	0.50	0.16
	11	0.06	0.09	0.36	0.10
	12	0.07	0.11	0.43	0.12
	13	0.08	0.12	0.45	0.13
	14	0.10	0.13	0.38	0.16

* Characteristic width assuming a normal distribution, pursuant to most previous studies on cracking.

Table 7

RATIO	BEAM NO.	S_{mean} (cm)	S_{min} (cm)	S_{max} (cm)
HIGH	1	17.6	7.0	26.0
	2	17.3	9.0	23.0
	3	15.1	3.0	25.0
MEDIUM	4	19.6	14.0	31.0
	5	18.7	9.0	32.0
	6	18.5	12.0	22.0
LOW	7	38.2	23.0	43.0
	8	21.7	4.0	32.0
VERY HIGH	9	11.6	3.0	21.0
	10	14.3	7.0	22.0
	11	10.5	3.0	21.0
	12	13.7	3.0	28.0
	13	12.8	4.0	21.0
	14	11.4	4.0	19.0

Table 8

6. ANALYSIS OF RESULTS

6.1. CRACKING MOMENT

The cracking moment obtained for each beam tested was compared to the theoretical cracking moment deduced from the following expression:

En la Tabla 7 se recogen, para el escalón de servicio y para cada viga, los siguientes valores: abertura media de todas las fisuras (principales y secundarias); abertura media de fisuras principales; coeficiente de variación de todos los valores de abertura de fisuras (principales y secundarias); y abertura característica de fisura asumiendo una distribución gaussiana de valores.

En la Tabla 8 se muestra para cada viga la separación máxima y mínima de fisuras, y la separación media de fisuras principales deducida.

CUANTÍA	VIGA Nº	w_m (mm) (ppales y 2ª)	w_m (mm) (ppales)	Coefficiente variación (δ)	w_k (mm)*
ALTA	1	0.09	0.11	0.44	0.15
	2	0.05	0.08	0.19	0.07
	3	0.05	0.10	0.23	0.07
MEDIA	4	0.11	0.14	0.40	0.19
	5	0.13	0.16	0.43	0.21
	6	0.11	0.19	0.43	0.20
BAJA	7	0.24	0.32	0.57	0.46
	8	0.09	0.14	0.52	0.17
MUY ALTA	9	0.06	0.08	0.38	0.10
	10	0.09	0.16	0.50	0.16
	11	0.06	0.09	0.36	0.10
	12	0.07	0.11	0.43	0.12
	13	0.08	0.12	0.45	0.13
	14	0.10	0.13	0.38	0.16

*Valor de abertura característica asumiendo una distribución gaussiana de valores, de acuerdo con la mayoría de estudios de fisuración previos.

Tabla 7

CUANTÍA	VIGA Nº	S_{media} (cm)	S_{min} (cm)	S_{max} (cm)
ALTA	1	17.6	7.0	26.0
	2	17.3	9.0	23.0
	3	15.1	3.0	25.0
MEDIA	4	19.6	14.0	31.0
	5	18.7	9.0	32.0
	6	18.5	12.0	22.0
BAJA	7	38.2	23.0	43.0
	8	21.7	4.0	32.0
MUY ALTA	9	11.6	3.0	21.0
	10	14.3	7.0	22.0
	11	10.5	3.0	21.0
	12	13.7	3.0	28.0
	13	12.8	4.0	21.0
	14	11.4	4.0	19.0

Tabla 8

6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1. MOMENTO DE FISURACIÓN

Se ha comparado el momento de fisuración obtenido para cada viga ensayada con el momento de fisuración teórico deducido de la siguiente expresión:

$$M_{fis} = f_{ct,fl} \cdot \frac{I_h}{h - x_{gh}} \quad (16)$$

where:

- $f_{ct,fl}$ concrete bending strength as defined in Spanish code EHE ($0.37 \cdot f_{ck}^{2/3}$)
 I_h moment of inertia in the section
 h specimen depth
 x_{gh} centre of gravity in the section transformed to concrete

Table 9 lists the theoretical and real values obtained..

BEAM	RATIO	Cracking moment M_f (m·kN)	
		EXPERIMENTAL	THEORET.
1	HIGH	37.7	46.8
2		34.3	45.3
3		34.3	42.6
5	MEDIUM	35.2	40.0
6		35.3	39.8
8	LOW	35.3	36.4
		34.3	36.1
10	VERY HIGH	34.3	48.4
11		34.3	46.8
12		34.3	46.5
13		35.3	50.4
14		35.3	47.4
		35.3	48.1

Table 9

Note that the experimental values provide a fairly good fit to the theoretical values when ratios are low. This verifies that a close approximation is obtained when the cracking moment in the specimen is estimated from the gross characteristics of the cross-section, as recommended in the EHE Code.

6.2. MEAN CRACK WIDTH

6.2.1. Fit of the mean crack widths deduced from the standards analyzed to the experimental value

The experimental bending moment-mean primary crack width diagrams for each of the beams tested were compared to the charts drawn with the above theoretical models. The comparison at the service load increment is shown in Figure 8.

Figure 9, in turn, shows the best fit between the experimental mean crack width values at the service increment and the values obtained for each of the standards studied. The value for beam 7 was omitted from this graph due to the uncertainty surrounding the results, in light of the thermal contraction cracks observed in the beam prior to testing [16]. Table 10 gives the result of the sum of the squares of the deviations of the values proposed by the standards studied from both the ideal fit ($\sum(w_{exp} - w_{std})^2$) and the best fit for the respective standard.

³ Approximate value deduced from trials.

$$M_{fis} = f_{ct,fl} \cdot \frac{I_h}{h - x_{gh}} \quad (16)$$

donde,

- $f_{ct,fl}$ resistencia a flexotracción del hormigón según la expresión propuesta por EHE ($0.37 \cdot f_{ck}^{2/3}$)
 I_h inercia homogeneizada de la sección
 h canto de la pieza
 x_{gh} centro de gravedad de la sección homogeneizada

En la Tabla 9 se muestran los valores teóricos y reales obtenidos.

VIGA	CUANTÍA	Momento de fisuración M_f (m·kN)	
		EXPERIMENTAL	TEÓRICO
1	ALTA	37.7	46.8
2		34.3	45.3
3		34.3	42.6
5	MEDIA	35.2	40.0
6		35.3	39.8
8	BAJA	35.3	36.4
		34.3	36.1
10	MUY ALTA	34.3	48.4
		34.3	46.8
11		34.3	46.5
12		35.3	50.4
13		35.3	47.4
14		35.3	48.1

Tabla 9

Como se puede observar los valores obtenidos experimentalmente se ajustan bastante a los valores teóricos para cuantías bajas. De esta manera se comprueba la buena aproximación que se realiza cuando se considera en la estimación del momento de fisuración de la pieza la características brutas de la sección, tal y como recomienda la Instrucción EHE en su articulado.

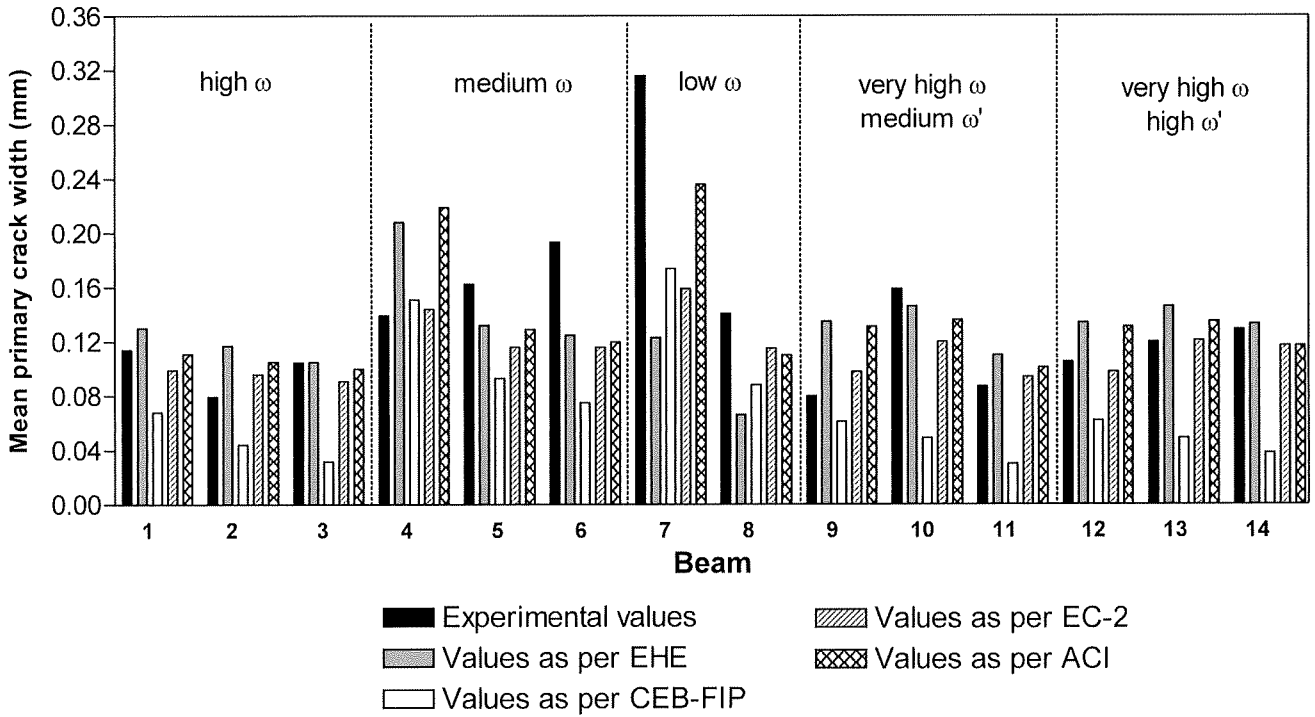
6.2. ABERTURA MEDIA DE FISURAS

6.2.1 Adecuación entre la abertura media de fisuras experimental y los valores deducidos según las normativas analizadas

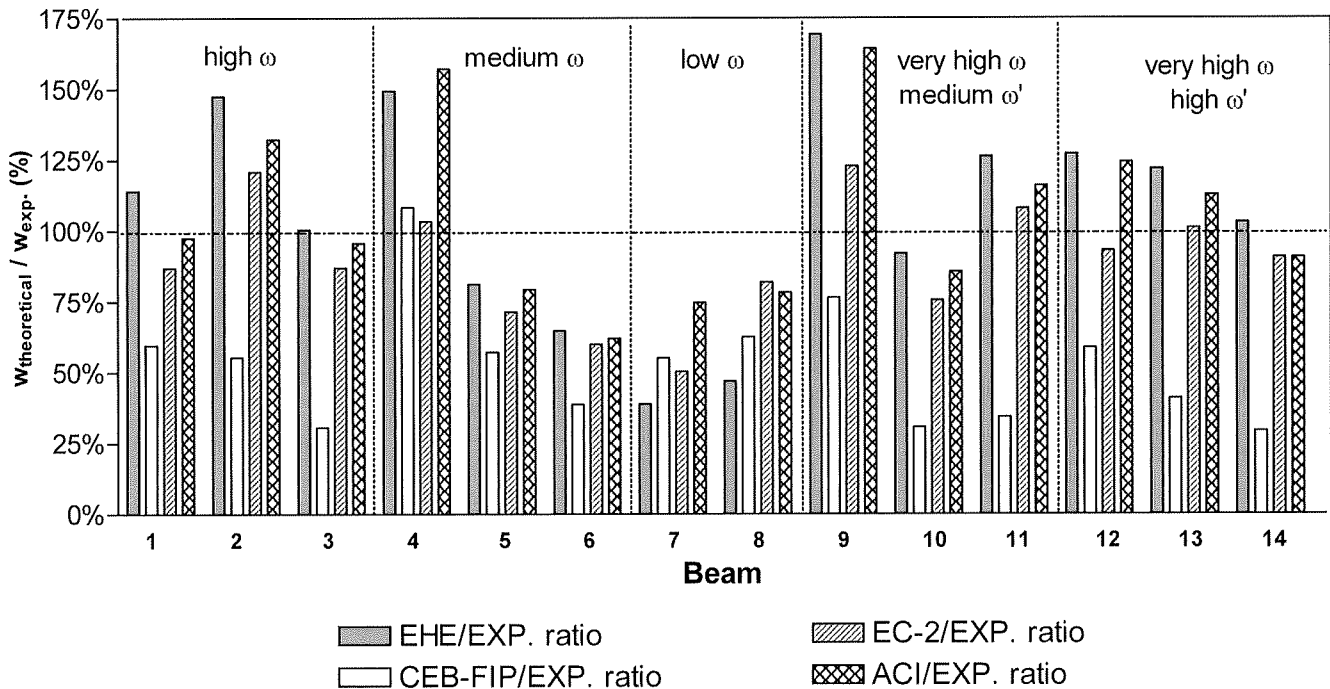
Se ha realizado una comparación entre los diagramas momento flector-abertura media de fisuras principales obtenidos experimentalmente para cada una de las vigas ensayadas así como los resultantes de considerar los modelos teóricos antes referidos. Específicamente, dicha comparación se muestra en la Figura 8 para el escalón de servicio.

Por último en la Figura 9 se muestran las líneas de mejor ajuste entre los valores experimentales de abertura media de fisuras para el escalón de servicio y los valores obtenidos para cada una de las normativas consideradas. Cabe señalar que en la estimación de líneas de ajuste ha sido omitido el valor correspondiente a la viga nº 7, dadas las

³ Valor aproximado deducido de los ensayos.



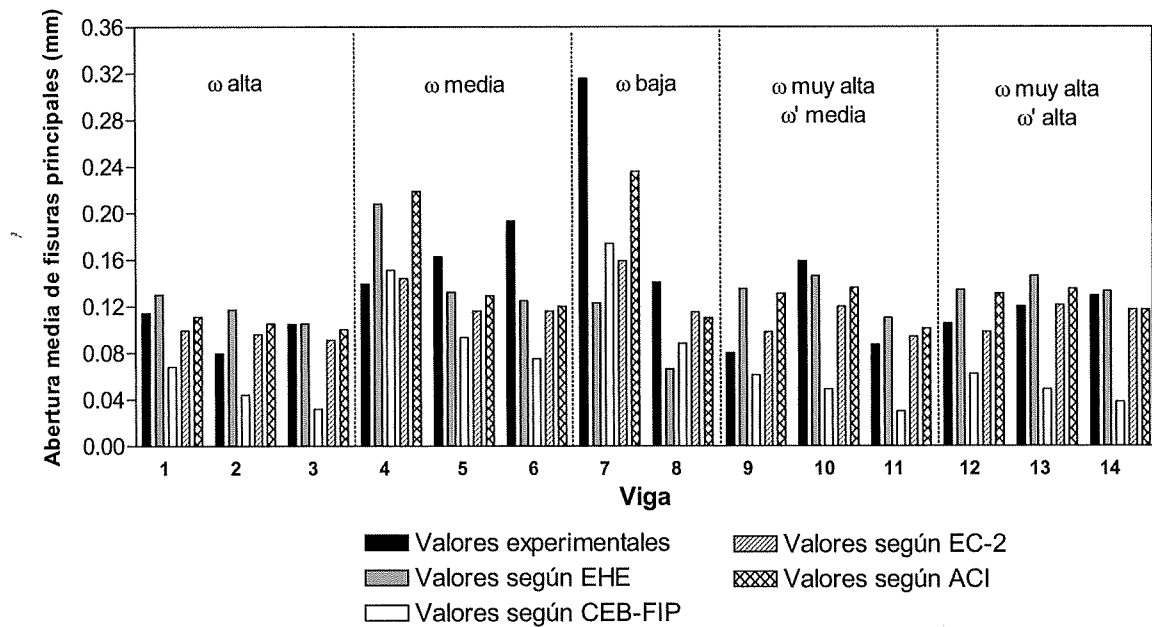
Mean primary crack width at the service load increment



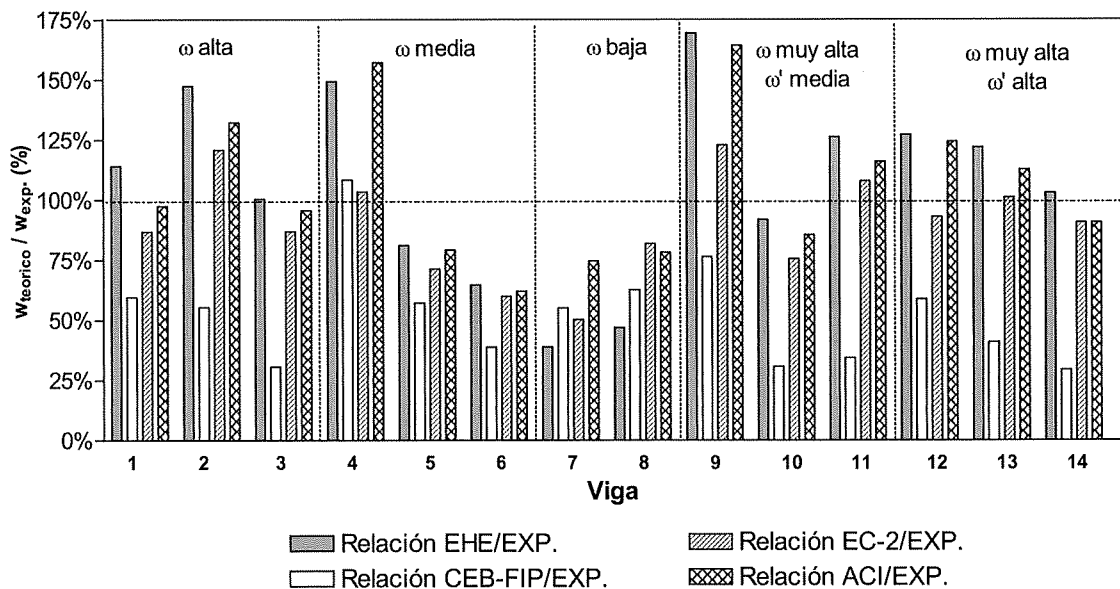
Theoretical vs experimental mean primary crack width

Figure 8

incertidumbres de los resultados de dicho ensayo, al presentar la viga fisuras previas debidas a la contracción térmica inicial del hormigón [16]. En la Tabla 10 se recoge el resultado de la suma de residuos al cuadrado de los valores propuestos por las normativas consideradas respecto de la línea de ajuste ideal ($\sum(w_{exp.} - w_{normativa})^2$), y respecto de la línea de mejor ajuste para su normativa correspondiente.



Valores de abertura media de fisuras principales para el escalón de servicio



Relación de abertura media de fisuras principales teórica-experimental

Figura 8

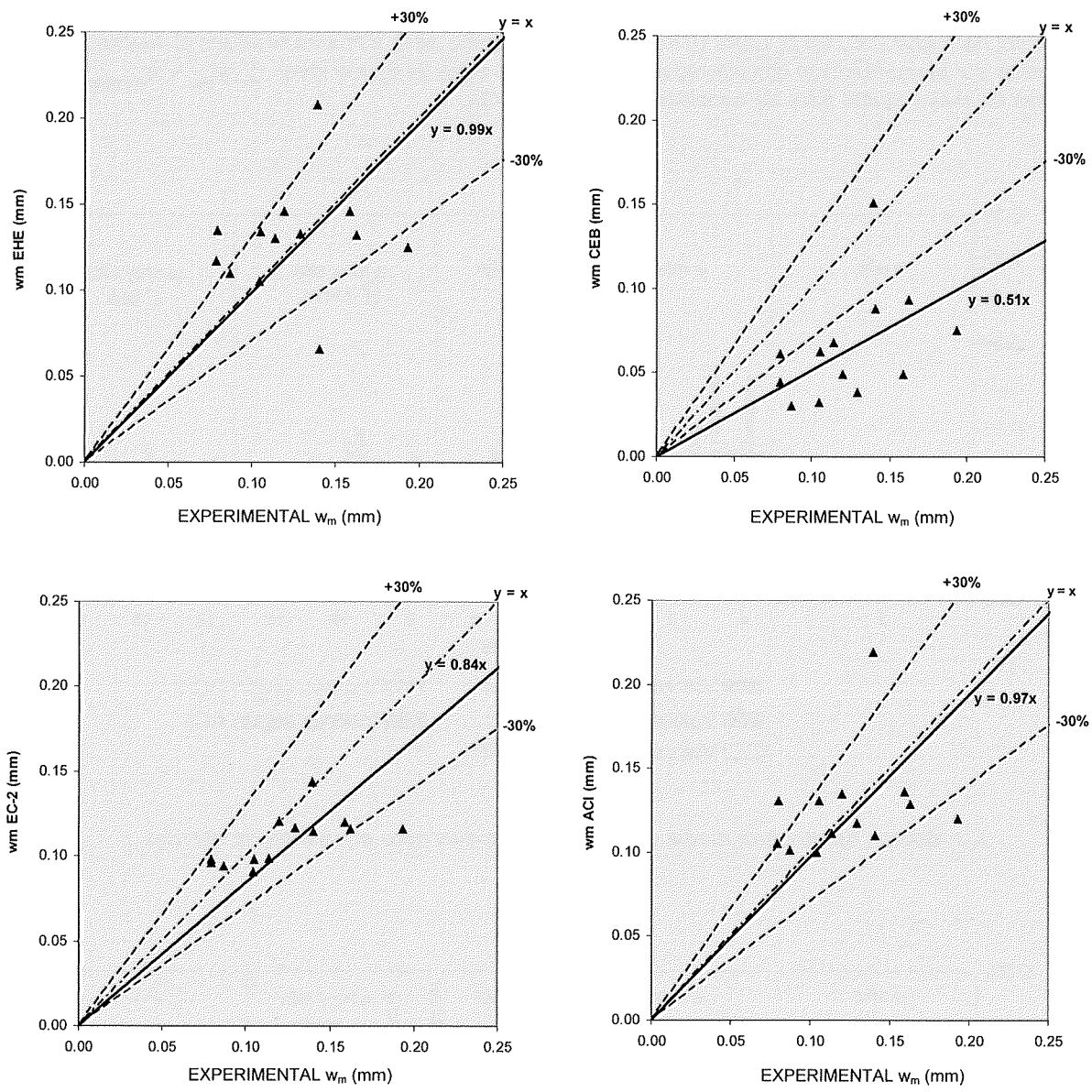


Figure 9

Best fit between the experimental mean crack width values and the values obtained for each of the standards studied.

STANDARD	$\sum(w_{m.fit} - w_{m.std})^2$	
	$w_{m.fit} = w_{m.exp}$	$w_{m.fit}$ acc. to standard
EHE	0.228	0.227
CEB	0.612	0.105
EC-2	0.116	0.063
ACI	0.188	0.186

Table 10

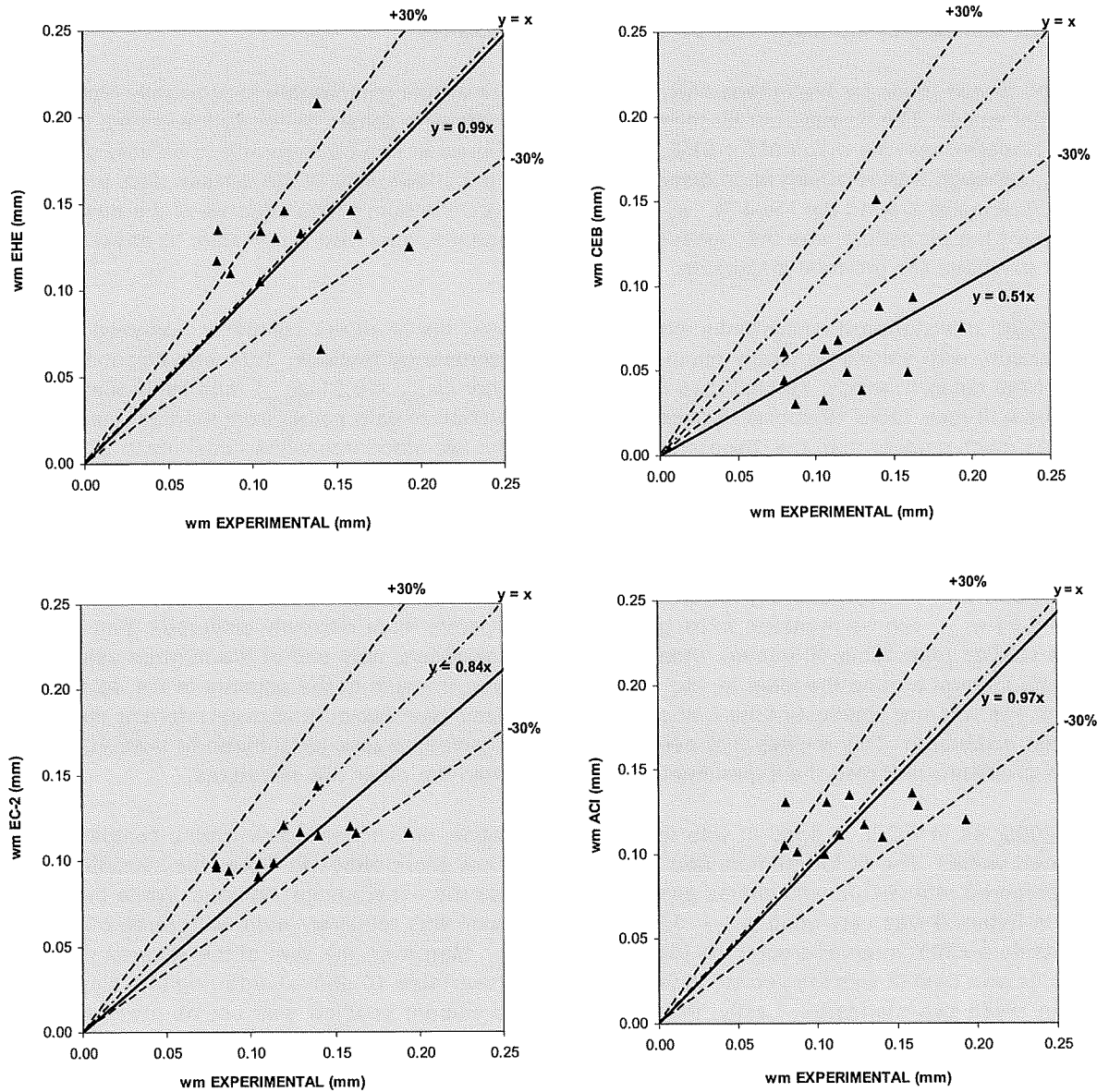


Figura 9

Líneas de ajuste entre los valores experimentales de abertura media de fisuras para el escalón de servicio y los valores obtenidos para cada una de las normativas consideradas

NORMATIVA	$\sum (w_{m.ajuste} - w_{m.normativa})^2$	
	$w_{m.ajuste} = w_{m.exp}$	$w_{m.ajuste}$ según normativa
EHE	0.228	0.227
CEB	0.612	0.105
EC-2	0.116	0.063
ACI	0.188	0.186

Tabla 10

The findings, standard by standard, may be summarized as follows:

EHE: a good fit was found for high ratios only, with mean crack widths comparable to or slightly higher than the experimental values. The fit was poor for medium and low ratios, with values generally lower than found experimentally. Nonetheless, the mean fit for EHE, according to Figure 9, can be regarded to be very good ($w_{EHE} = 0,99 \cdot w_{exp.}$), although with relatively wide dispersion. As Figure 9 shows, five of the thirteen data points fell outside a $\pm 30\%$ interval around the ideal fit, $w_{fit} = w_{exp.}$. Moreover, the sum of the squares of the deviations from the best fit for the procedure was the highest of the four standards analyzed (see Table 10 above), an indication that it exhibited the greatest dispersion.

CEB-FIP 1990: this standard consistently exhibited the poorest fits of all the standards analyzed in the present comparison, with values generally much lower than experimental findings. This was corroborated by an analysis of the mean fit which, according to Figure 9, was poor ($w_{CEB} = 0,51 \cdot w_{exp.}$), with fairly wide dispersion from the ideal fit (see Table 10 above). Nonetheless, the deviation of data points from the best mean fit for the method was much smaller than the dispersion observed in the two standards whose best mean fit was closest to the ideal fit (EHE and ACI).

EC-2 2004: a good fit was found for high ratios, with mean crack widths comparable to the experimental values. While the fit for medium and low ratios was not good, it was among the best observed of the standards compared here, with values generally lower than experimental findings. The EC-2 mean fit shown in Figure 9, at $w_{EC-2} = 0,84 \cdot w_{exp.}$, can be regarded to be good, with data points more narrowly dispersed than in the other standards studied (see Table 10 above). Indeed, as the figure shows, only one of the thirteen values fell outside a $\pm 30\%$ interval around the ideal fit, $w_{fit} = w_{exp.}$. Moreover, the sum of the squares of the deviations from the ideal fit line was the smallest of the four standards analyzed (see Table 10 above), inferring that it exhibited the least dispersion. This implies that even though EC-2 yielded a less ideal mean fit than ACI and EHE, the values proposed reflected the experimental data better than the other two standards.

ACI 318 2006: as in EC-2, a good fit was found for high ratios, with mean crack widths comparable to the experimental values. The fit for medium and low ratios was not good, although it was the second best of the models compared after EC-2, with values generally lower than the experimental findings. While the ACI mean fit shown in Figure 9 was very good $w_{ACI} = 0,97 \cdot w_{exp.}$, dispersion was relatively wide, with three of the thirteen values outside a $\pm 30\%$ interval around the ideal fit, $w_{fit} = w_{exp.}$. Moreover, the sum of the squares of the deviations from its own best fit was the second highest after EHE (see Table 10 above), inferring that dispersion was greatest in these two standards. Lastly, the effect of reinforcement spacing was not as pronounced in the experimental results as asserted in the ACI document.

6.2.2. Sensitivity of the mean crack width to variations in the tensile reinforcement ratio

The sensitivity of the mean crack width to variations in the reinforcement ratio for a given bar diameter was analyzed both in the experimental findings and the above theoretical models. Figure 10 compares the results at the service load increment, grouping the beams by tensile reinforcement diameter: thick (25ϕ), medium (16ϕ) and thin (10ϕ).

The experimental findings inferred that the steel ratio impacted crack control. The higher the ratio, the narrower was crack width and the less necessary was crack verification at the service limit state once a member was designed to ensure safety conditions. Moreover, the dispersion in the findings declined with increasing ratio.

As Figure 10 shows, the CEB-FIP model exhibited the greatest sensitivity to increases in steel ratio in all three diameters. While similar in this regard to one another, the other three models were somewhat less sensitive than CEB-FIP. The experimental results were closest to the sensitivity found for the CEB-FIP alternative, except in the case of the thickest rebar.

A modo de resumen, por normativas, resulta que:

EHE: Sólo presenta una buena adecuación para cuantías elevadas, con valores de abertura media de fisuras del orden o ligeramente superiores a los experimentales. Para cuantías medias y bajas presenta una mala adecuación, con valores en general inferiores a los experimentales. No obstante, el ajuste medio de EHE, de acuerdo con la Figura 9, puede considerarse como muy bueno $w_{EHE} = 0,99 \cdot w_{exp.}$, aunque con una dispersión relativamente importante. Este aspecto se observa en la Figura 9 al quedar 5 de los 13 valores fuera de un intervalo de un $\pm 30\%$ de ajuste respecto de la línea de ajuste ideal $w_{ajuste} = w_{exp.}$. Además, del análisis de la suma de residuos al cuadrado respecto de su línea de ajuste se obtiene el valor más elevado de las cuatro normativas consideradas (véase la Tabla 10 anterior), lo que indica que es la que mayor dispersión presenta.

CEB-FIP 1990: De las normativas empleadas en la presente comparativa es la que peor ajuste presenta en todos los casos, con valores en general muy inferiores a los experimentales. Esto se corrobora con el análisis del ajuste medio, que de acuerdo con la Figura 9, puede considerarse como malo $w_{CEB} = 0,51 \cdot w_{exp.}$, y además con una dispersión relativamente importante respecto de la línea de ajuste ideal (véase la Tabla 10 anterior). No obstante, la dispersión de valores respecto de su propia línea de ajuste es mucho menor que la dispersión que presentan las dos normativas que presentan el mejor ajuste medio (EHE y ACI).

EC-2 2004: Presenta una buena adecuación para cuantías elevadas, con valores de abertura media de fisuras del orden de los experimentales. Para cuantías medias y bajas no presenta una buena adecuación, si bien de las normativas empleadas en la presente comparativa es de las que mejor ajuste tiene, con valores en general inferiores a los experimentales. El ajuste medio de EC-2, de acuerdo con la Figura 9, puede considerarse como bueno $w_{EC-2} = 0,84 \cdot w_{exp.}$, presentando menor dispersión que las otras normativas consideradas (véase la Tabla 10 anterior). Este aspecto se observa en la Figura 9 al quedar sólo 1 de los 13 valores fuera de un intervalo de un $\pm 30\%$ de ajuste respecto de la línea de ajuste ideal $w_{ajuste} = w_{exp.}$. Además, del análisis de la suma de residuos al cuadrado, tanto respecto de su línea de ajuste como respecto a la línea de ajuste ideal, se obtiene el valor más reducido de las cuatro normativas consideradas (véase la Tabla 10 anterior), lo que indica que es la que menor dispersión presenta. Este aspecto indica que pese a un peor ajuste medio de EC-2 respecto ACI y EHE, los valores que propone reflejan mejor los datos experimentales que estas dos normativas.

ACI 318 2006: Al igual que el EC-2 presenta una buena adecuación para cuantías elevadas, con valores de abertura media de fisuras del orden de los experimentales. Para cuantías medias y bajas no presenta una buena adecuación, si bien de las normativas empleadas en la presente comparativa es, junto con el EC-2, de las que mejor ajuste tiene, con valores en general inferiores a los experimentales. El ajuste medio de ACI, de acuerdo con la Figura 9, puede considerarse como muy bueno $w_{ACI} = 0,97 \cdot w_{exp.}$, aunque con una dispersión relativamente importante. Este aspecto se observa en la Figura 9 al quedar 3 de los 13 valores fuera de un intervalo de un $\pm 30\%$ de ajuste respecto de la línea de ajuste ideal $w_{ajuste} = w_{exp.}$. Además, del análisis de la suma de residuos al cuadrado respecto de su línea de ajuste se obtiene el siguiente valor más elevado después del de EHE (véase la Tabla 10 anterior), lo que indica que ambas son las que mayor dispersión presentan. Por último, cabe señalar que en los resultados experimentales no se observa la influencia tan acusada de la separación de armaduras que propone ACI.

6.2.2. Sensibilidad de la abertura media de fisuras frente a la variación de la cuantía de armadura traccionada

Se ha analizado la sensibilidad de la abertura media de fisuras frente a la variación de la cuantía manteniendo constante el diámetro empleado, tanto en los resultados experimentales obtenidos como según los modelos teóricos considerados anteriormente referidos. En la Figura 10 se muestra este análisis comparativo para el escalón de servicio, agrupando los resultados por el diámetro empleado para la armadura traccionada, grueso ($\phi 25$), medio ($\phi 16$) o fino ($\phi 10$).

De los resultados experimentales obtenidos se deduce que la cuantía mecánica tiene influencia en el control de la fisuración. A mayor cuantía dispuesta menor abertura de fisuras, y menos necesaria se hace la comprobación en estado límite de servicio de fisuración tras haber diseñado la pieza por condiciones de seguridad. Además, según se aumenta la cuantía se reduce la dispersión entre los resultados obtenidos para una misma cuantía.

Como puede observarse en la Figura 10 la formulación que presenta mayor sensibilidad al aumento de la cuantía es la de CEB-FIP para los tres tipos de diámetros empleados. El resto de formulaciones consideradas presentan una sensibilidad similar entre ellas, aunque ligeramente inferior a la de CEB-FIP. Los resultados experimentales son los que más se acercan a la sensibilidad que presentan los de CEB-FIP, si bien esto no se cumple para diámetros gruesos.

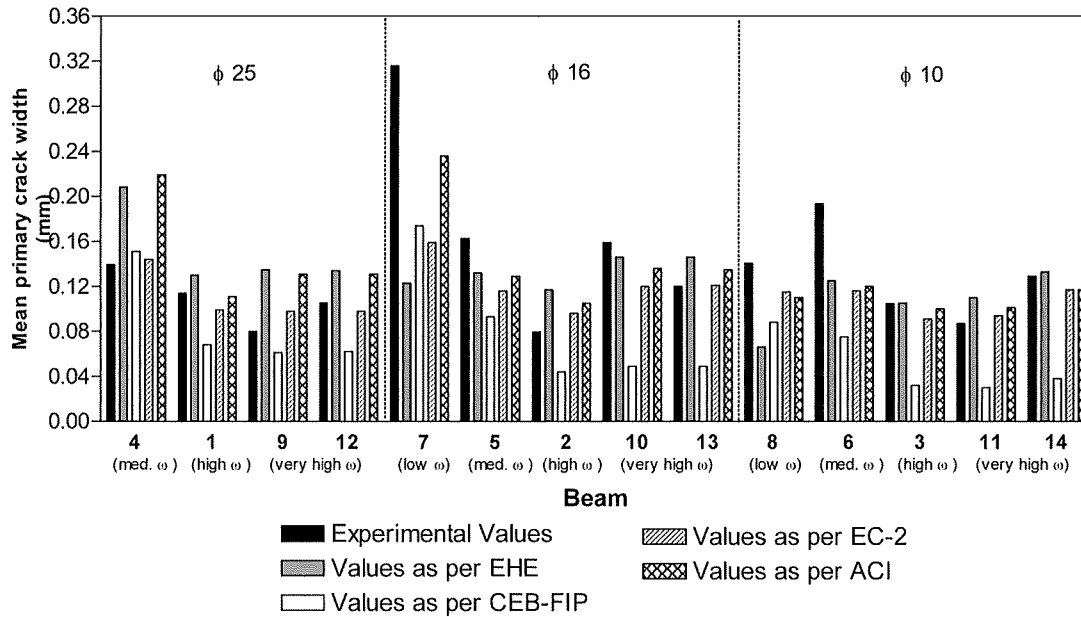


Figure 10

6.2.3. Sensitivity of the mean crack width to variations in the tensile reinforcement bar diameter

The sensitivity of the mean crack width to variations in rebar diameter for a given steel ratio was analyzed both in the experimental findings and the above theoretical models. Figure 11 compares the results at the service load increment, grouping the beams by the tensile reinforcement ratio used (high, medium and low). As noted in the above discussion, the approach proposed by FROSCHE, unlike the procedures set out in the other three reference standards, does not take direct account of reinforcing bar diameter.

The following may be deduced from Figure 11:

- As noted earlier, the ACI standard is the only one of the four used in the comparison that does not take direct account of the effect of diameter on the mean crack width. Consequently, the greatest variations observed in the curves for this model were due to the spacing in the longitudinal reinforcement.
- Of the other three standards (CEB-FIP, EHE and EC-2), CEB-FIP pondered the rebar diameter most heavily in the procedure proposed to estimate mean crack width. The effect of reinforcement diameter was less significant in EHE, where, as in ACI, the spacing between longitudinal rebar carries greater weight. Although the effect of rebar spacing is not considered in the model proposed in EC-2, the diameter did not cause the results to vary appreciably.
- Generally speaking, then, in the standards in which diameter exerted a lesser effect, the slight variation among beams with the same steel ratio but different bar diameters was due to the minor differences generated among them in terms of their effective depth.
- The experimental findings suggest that rebar diameter had no clear effect on crack width, at least for medium and high ratios. Similar conclusions were obtained by Beeby [17], among others, in studies conducted on the effect of parameter ϕ/ρ_{eff} . The very different results observed between beams 7 and 8, both with low ratios, may be due to diameter and/or the spacing between longitudinal bars. Nonetheless, as bar spacing and diameter were not found to have any clear effect in the rest of the beams tested, in this case the findings for beam No. 7 may have been distorted by the prior cracking in the beam due to thermohygro-metric processes taking place in the concrete.
- It may be deduced from the foregoing that none of the four standards compared here followed a pattern similar to the experimental findings when the rebar diameter was varied in beams with a given steel ratio. In any event, the EC-2 proposal came closest to such findings.

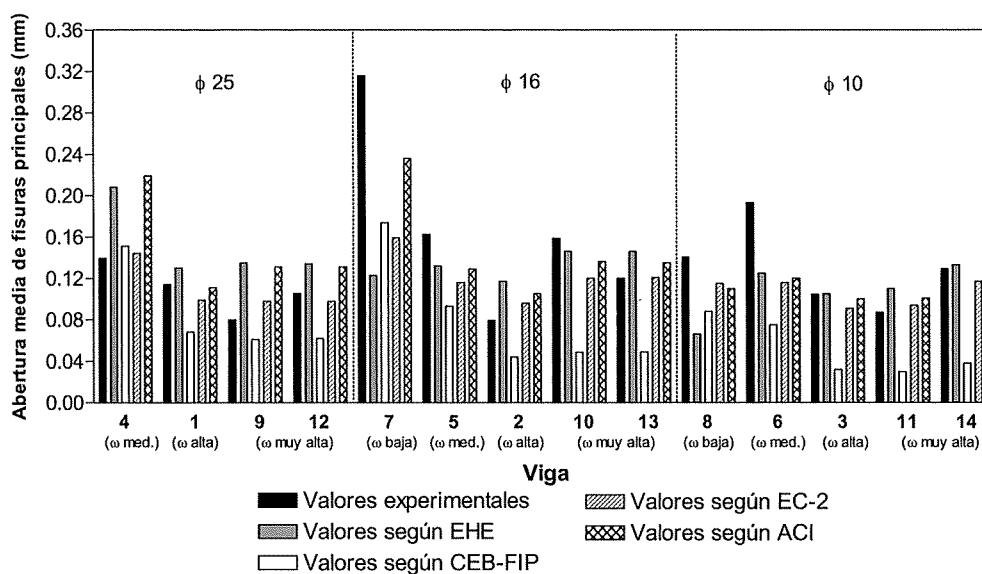


Figura 10

6.2.3. Sensibilidad de la abertura media de fisuras frente a la variación del diámetro de la armadura traccionada

Se ha analizado la sensibilidad de la abertura media de fisuras frente a la variación del diámetro de la armadura empleada manteniendo constante la cuantía dispuesta, tanto en los resultados experimentales obtenidos como según los modelos teóricos considerados anteriormente referidos. En la Figura 11 se muestra este análisis comparativo para el escalón de servicio, agrupando los resultados por la cuantía de armadura traccionada dispuesta (alta, media y baja). Como se mostró al exponer la formulación propuesta por FROSCHE, ésta no tiene en cuenta de forma directa el diámetro de las armaduras, al contrario de las otras tres normativas de referencia.

De la gráfica de la Figura 11, se deducen los siguientes aspectos:

- Como se ha indicado antes, de las cuatro normativas empleadas en la comparativa, el ACI no tiene en cuenta de forma directa la influencia del diámetro en la obtención de la abertura media de fisura, por lo que las mayores variaciones observadas en las curvas se deben a la separación de la armadura longitudinal dispuesta.
- De las otras tres normativas (CEB-FIP, EHE y EC-2), la que mayor peso da al diámetro de las armaduras en la fórmula propuesta para la obtención de la abertura media de fisuras, es el CEB-FIP. En el caso de EHE, dicha influencia no es tan significativa, teniendo mayor importancia, al igual que según ACI, la separación de armaduras longitudinales. En la fórmula propuesta por EC-2 no se considera la influencia de la separación de armaduras, pero no obstante, el diámetro no introduce fuertes variaciones en los resultados obtenidos.
- De los resultados obtenidos según las cuatro normativas, se observa que en general, en las normativas que consideran una menor influencia del diámetro, la ligera variación que existe entre vigas de la misma cuantía con distintos diámetros, se debe a las pequeñas variaciones que se producen para el canto útil de la pieza entre dichas vigas.
- De los resultados experimentales obtenidos se deduce que no existe una clara influencia del diámetro de las armaduras dispuestas, al menos, para cuantías medias y altas. Conclusiones análogas fueron obtenidas, entre otros, por Beeby [17] en sus estudios realizados sobre la influencia del parámetro ϕ/ρ_{eff} . En el caso de las vigas de cuantía baja, se observan resultados muy distintos entre las vigas n°s 7 y 8 que podrían deberse tanto al cambio del diámetro como a la separación entre armaduras longitudinales. No obstante, en el resto de vigas ensayadas no se observan una clara influencia de la separación de armaduras ni del diámetro, por lo que en este caso los resultados del ensayo para la viga n° 7 podrían estar desvirtuados por la fisuración previa de la viga ante los propios fenómenos termohigrométricos de hormigón.
- Por todo lo expuesto se deduce que ninguna de las normativas que se han empleado en la presente comparativa, presenta una tendencia similar en cuanto a la variación del diámetro introducida en vigas de una misma cuantía. En todo caso, de las cuatro normativas, la que presentaría una tendencia más aproximada sería la propuesta por EC-2.

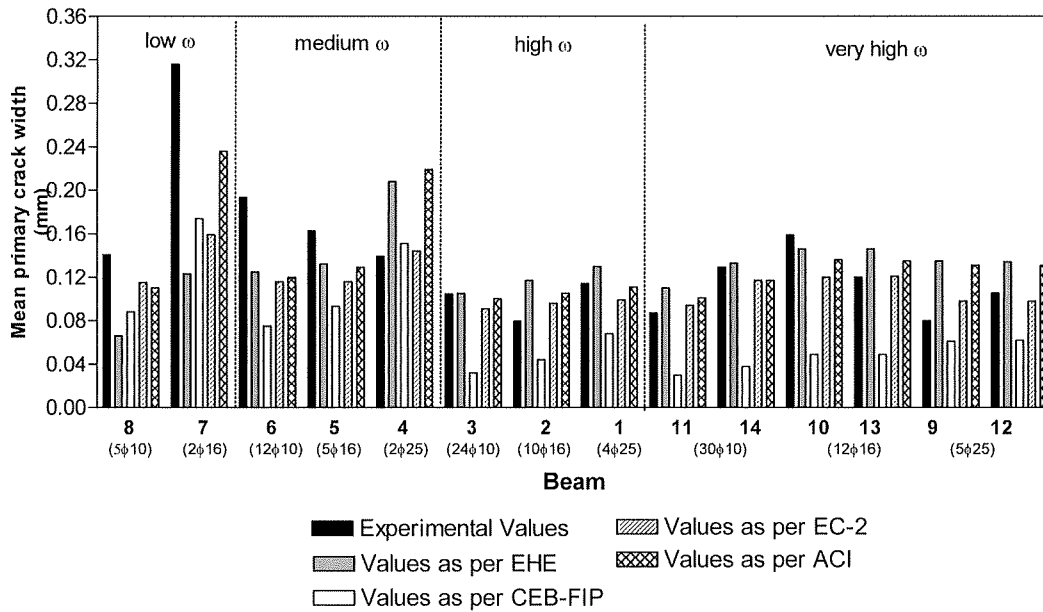


Figure 11

6.2.4. Sensitivity of the mean crack width to variations in the compression reinforcement ratio

The reinforcement for beams 9 to 14 was designed to analyze the effect of the compression steel ratio on cracking control in beams with a high tensile rebar ratio, an issue not addressed by any of the four standards used in the present study to compare theoretical and experimental results. In an exercise analogous to the procedure described in the preceding item, Figure 12 compares the experimental mean crack widths for the two compression steel ratios used (three 16 ϕ and four 20 ϕ) to the values found, using the real characteristics of the beams, with the models proposed in EHE, CEB-FIP 1990, EC-2 2004, and FROSCH (basis for the model set out in ACI 318-06). The beams are grouped by tensile steel diameter (thick, medium and thin).

According to the graph in Figure 12, the compression reinforcement ratio had no appreciable effect on cracking control.

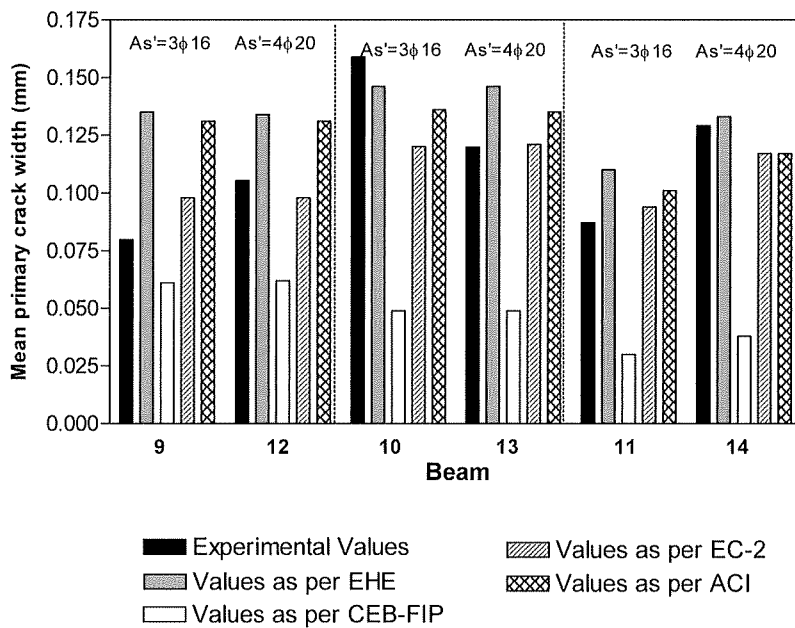


Figure 12

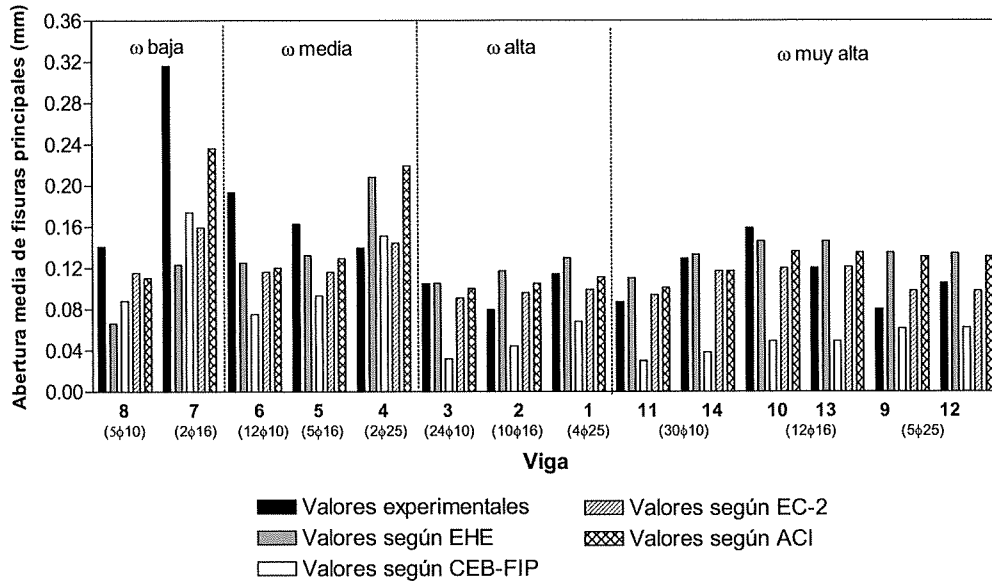


Figura 11

6.2.4. Sensibilidad de la abertura media de fisuras frente a la introducción de una mayor cuantía de armadura comprimida

El armado de las vigas n° 9 a 14 fue definido con objeto de analizar la influencia que podría tener sobre el control de la fisuración la disposición de una mayor cuantía de armadura comprimida en vigas de cuantía de armadura traccionada elevada, aspecto no contemplado por ninguna de las cuatro normativas que se han empleado en la presente investigación para comparar resultados teóricos y experimentales. En la Figura 12 se muestra, de forma análoga al punto anterior, un análisis comparativo entre los resultados experimentales de abertura media de fisuras para las dos cuantías de armadura comprimida empleada ($3\phi 16$ ó $4\phi 20$), y los obtenidos, considerando las características reales de las vigas, según la formulación propuesta por EHE, CEB-FIP 1990, EC-2 2004, y FROSCH (base de la formulación recogida por ACI 318-06). Dichos resultados han sido agrupados por los diámetros de armadura traccionada empleada (gruesos, medios y finos).

De la gráfica de la Figura 12 se deduce que no existe influencia apreciable de la disposición de armadura comprimida en el control de la fisuración.

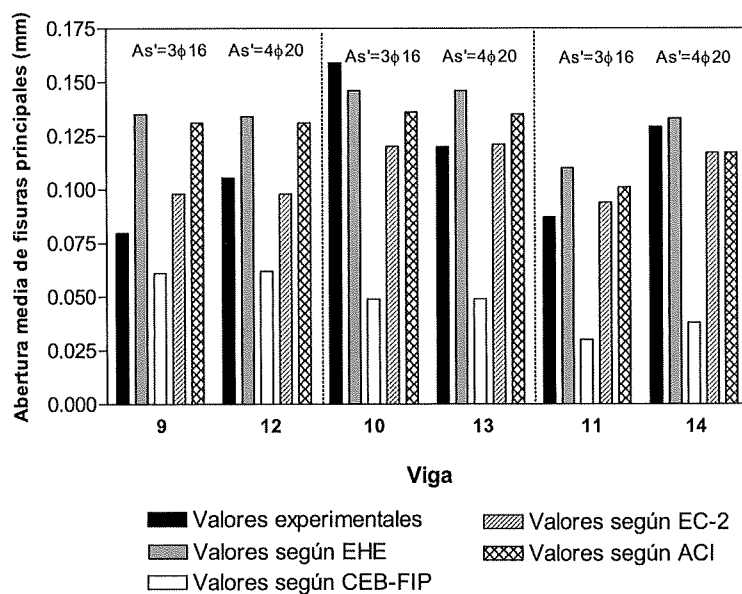
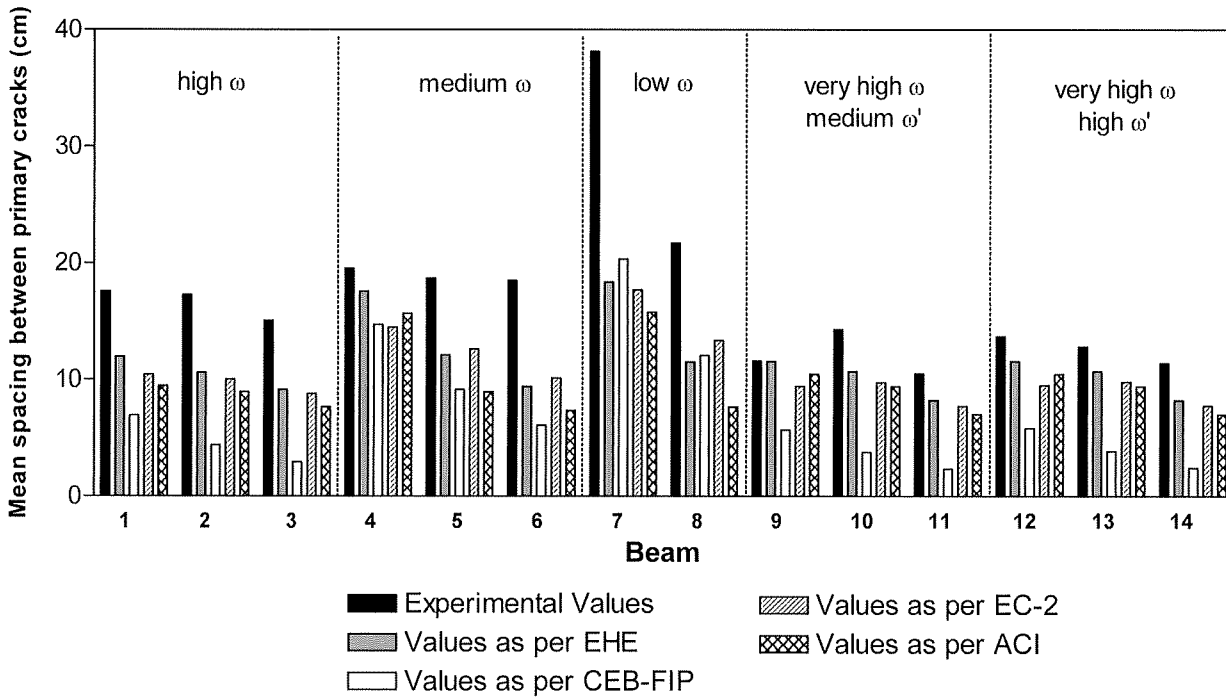


Figura 12

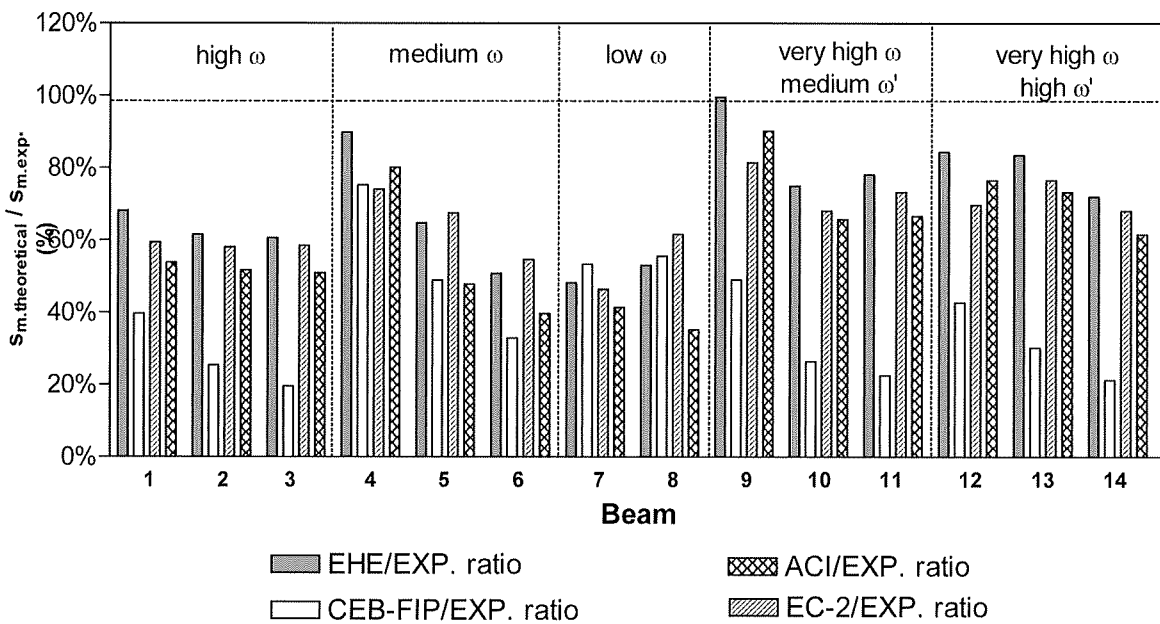
6.3. MEAN CRACK SPACING

6.3.1. Fit of the mean crack spacing found with the standards analyzed to the experimental values

Figure 13 shows the mean crack spacing values obtained experimentally for each beam tested and the results yielded by the above theoretical models. The Figure also shows comparative graphs with the relationship, in percentage, between the experimental values and the findings for each of the standard models.



Mean spacing between primary cracks at the service load increment



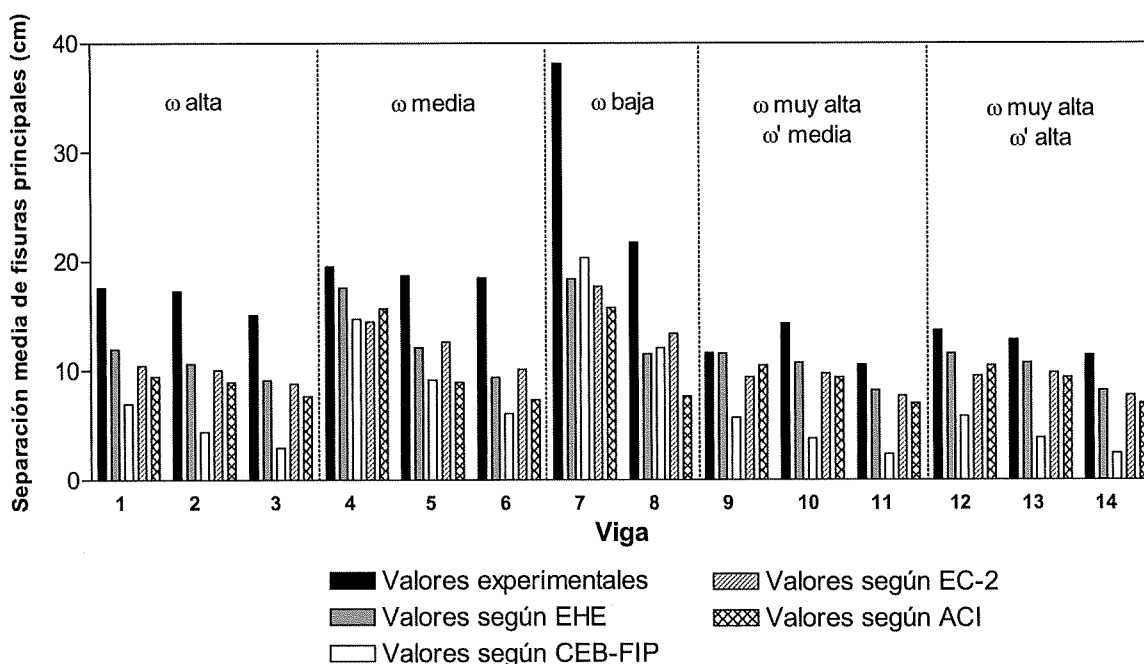
Mean primary crack spacing: theoretical/experimental values, in per cent

Figure 13

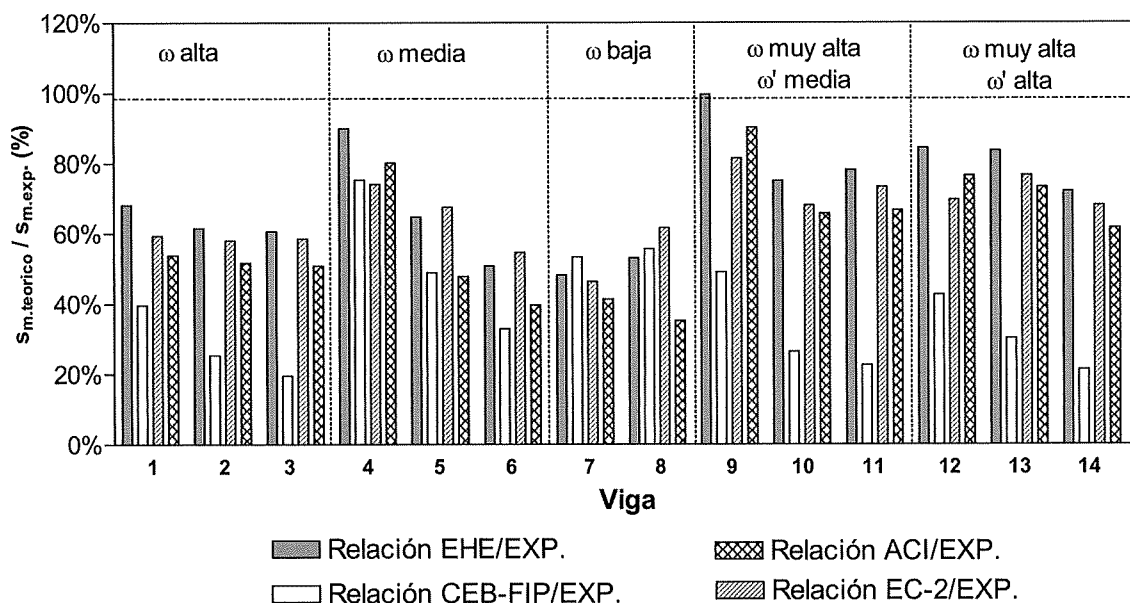
6.3. SEPARACIÓN MEDIA DE FISURAS

6.3.1. Adecuación entre la separación media de fisuras experimental y los valores deducidos según las normativas analizadas

En la Figura 13 se muestran los valores de separación media de fisuras obtenidos experimentalmente para cada una de las vigas ensayadas así como los resultantes de considerar los modelos teóricos antes referidos. En la Figura 13 también se muestran unos gráficos comparativos de la relación, en %, entre los valores experimentales obtenidos y los deducidos según las normativas antes referidas.



Valores de separación media de fisuras principales para el escalón de servicio



Relación de separación media de fisuras principales teórica-experimental

Figura 13

Figure 14, in turn, shows the best fit between the experimental mean crack spacing values at the service load increment and the values obtained for each of the standards studied. As in mean crack width, the value for beam No. 7 was omitted to estimate the best fit. Table 11 gives the sum of the squares of the deviations of the values proposed by the standards from their respective best fit lines.

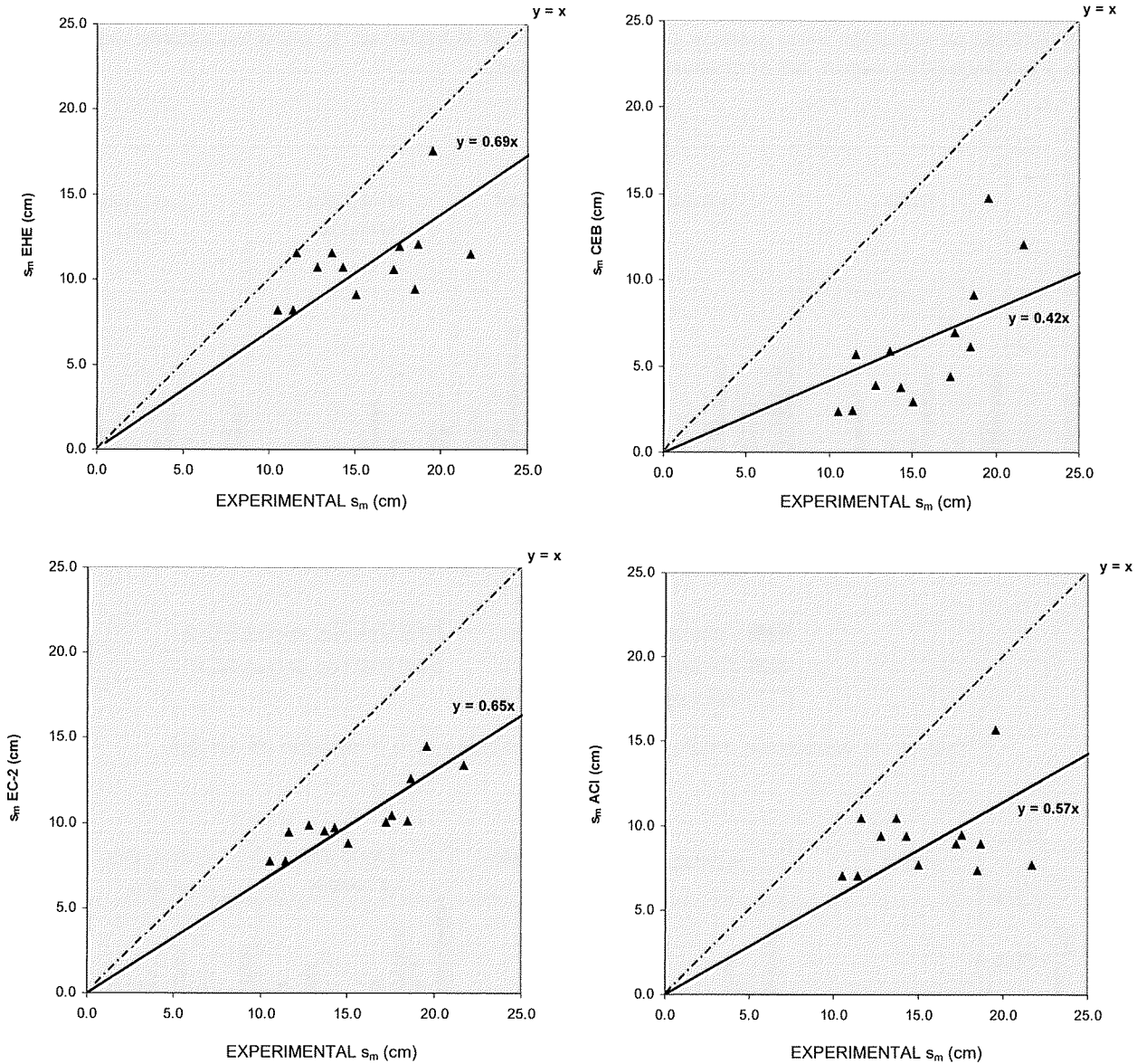


Figure 14. Best fit between the experimental mean crack spacing values at the service load increment and the values obtained for each of the standards studied

STANDARD	$\sum(w_{m.fit} - w_{m.standard})^2$
EHE	0.066
CEB	0.093
EC-2	0.018
ACI	0.087

Table 11

Por último en la Figura 14 se muestran las líneas de mejor ajuste entre los valores experimentales de separación media de fisuras para el escalón de servicio y los valores obtenidos para cada una de las normativas consideradas. Cabe señalar que en la estimación de líneas de ajuste ha sido omitido el valor correspondiente a la viga nº 7 al igual que para la abertura media de fisuras. En la Tabla 11 se recoge el resultado de la suma de residuos al cuadrado de los valores propuestos por las normativas consideradas respecto de su línea de ajuste.

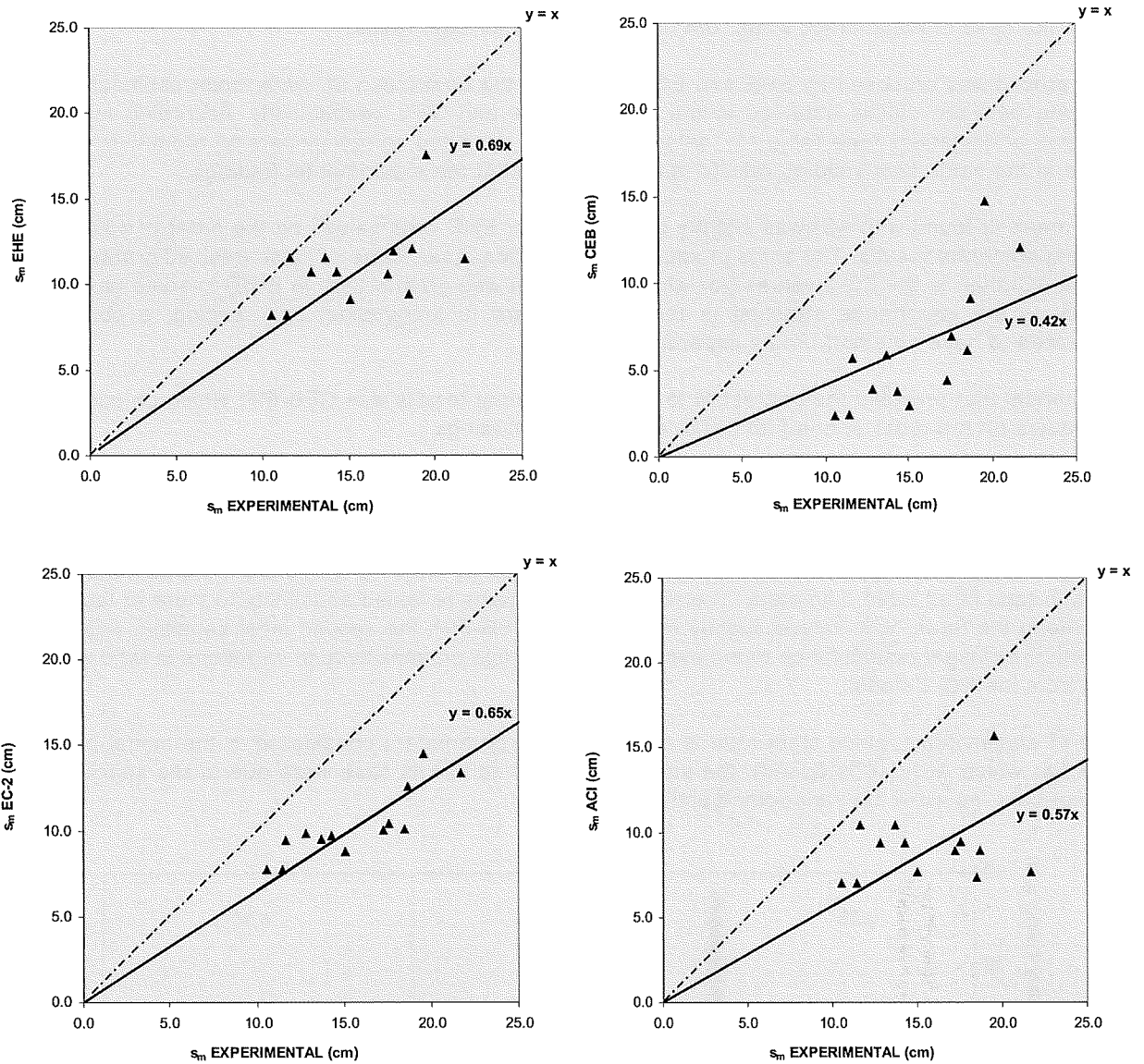


Figura 14. Líneas de ajuste entre los valores experimentales de separación media de fisuras para el escalón de servicio y los valores obtenidos para cada una de las normativas consideradas

NORMATIVA	$\sum(w_{m.\text{ajuste}} - w_{m.\text{normativa}})^2$
EHE	0.066
CEB	0.093
EC-2	0.018
ACI	0.087

Tabla 11

An analysis of the above results reveals the following:

- The experimental mean crack spacing values were approximately 1.5 to 2 times larger than the values computed as specified in standards EHE, CEB-FIP, EC-2 and ACI. The mean spacing between cracks found experimentally ranged from 11 cm for very high ratios to 38 cm for low ratios. As a rule, the values for medium and high ratios were from 15 to 20 cm.
- As in the case of mean crack width, the fits were better for high ratios.
- The procedures proposed by EHE and EC-2 exhibited the best mean fit, while underestimating the mean spacing between cracks obtained in the tests by 30% and 35%, respectively. According to the sum of squares of deviations (see Table 11), unlike EHE, EC-2 exhibited narrow dispersion around its own best fit, while at the same time yielding results that better reflected the experimental findings.
- The mean fit found with ACI was slightly poorer than for EHE, with values on the order of 43% lower than the experimental results. The sums of squares of deviations (see Table 11) also inferred greater dispersion in the ACI than in the EC-2 values (for which dispersion was greater than in EHE) in some cases, due primarily to the importance attached in the ACI standard to longitudinal bar spacing, a parameter that appeared to have no effect on the experimental results.
- The model that provided the poorest fit to the experimental results was CEB-FIP, which on occasion yielded values on the order of one fifth of the experimental findings.

6.3.2. Sensitivity of mean crack spacing to variations in the tensile reinforcement ratio

The sensitivity of mean crack spacing to variations in the tensile reinforcement ratio for a given bar diameter is analyzed in this item. As Figure 15 shows, the values proposed by CEB-FIP exhibited the greatest sensitivity to increases in ratio in all three diameters. The rest of the diagrams revealed sensitivity to more or less the same degree among the three, with values slightly lower than in CEB-FIP; the second most sensitive was EC-2. The pattern with the closest resemblance to the experimental findings on sensitivity to variations in ratio was the one resulting from the EC-2 model.

As noted in earlier items, since steel ratio is not one of the parameters considered in the model proposed by FROSCH (on which ACI 318 is based), the variations observed in this case were due to the spacing between longitudinal bars, as were the variations found with EHE.

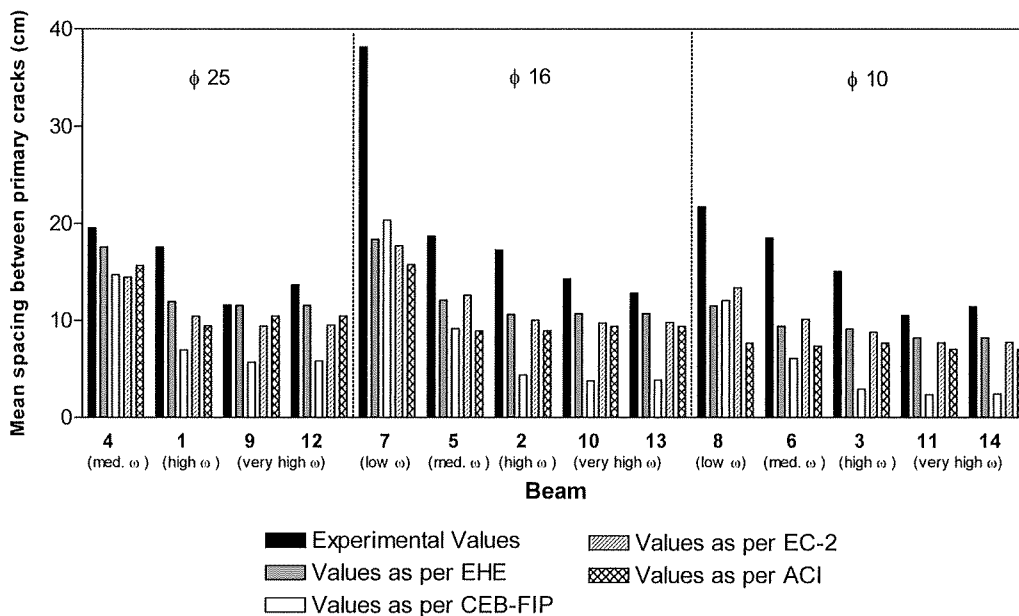


Figure 15

Del análisis de los resultados antes expuestos se deducen los siguientes aspectos:

- Los valores de separación media de fisuras experimentales son, aproximadamente, entre 1.5 y 2 veces los deducidos según las normativas EHE, CEB-FIP, EC-2 y ACI. Los valores de separación media de fisuras obtenidos experimentalmente se sitúan entre unos 11 cm para cuantías muy elevadas y entre 38 cm para cuantías bajas. En general, los valores están entre 15 cm y 20 cm para cuantías medias y altas.
- Al igual que para la abertura media de fisuras, se da una mejor adecuación para cuantías elevadas
- Las formulaciones propuestas por EHE y EC-2 son las que mejor ajuste medio presentan, minusvalorando la separación media de fisuras obtenida en los ensayos entre un 30% y un 35%. Del análisis de residuos al cuadrado (véase la Tabla 11) se deduce que a diferencia de EHE, EC-2 presenta una dispersión de resultados reducida respecto de su línea de ajuste, ofreciendo resultados que reflejan mejor los valores experimentales.
- El ajuste medio de los valores propuestos por ACI es ligeramente peor que el de EHE, con valores del orden de un 43% inferiores a los experimentales. Del análisis de residuos al cuadrado (véase la Tabla 11) también se deduce una mayor dispersión de resultados entre los valores propuestos por ACI y los valores propuestos por EC-2 (dispersión superior a la que ofrece EHE), en algunos casos, debidos fundamentalmente a la importancia que da ACI a la separación de armaduras longitudinales, parámetro que no parece tener influencia en los resultados experimentales obtenidos.
- La formulación que menos se ajusta a los resultados experimentales es la propuesta por CEB-FIP, que en ocasiones llega a proponer valores del orden de una quinta parte de los valores experimentales.

6.3.2. Sensibilidad de la separación media de fisuras frente a la variación de la cuantía de armadura traccionada

En el presente apartado se analiza la sensibilidad de la separación media de fisuras frente a la variación de la cuantía manteniendo constante el diámetro empleado. Como puede observarse en la Figura 15 los valores propuestos por CEB-FIP son los que presentan mayor sensibilidad al aumento de la cuantía para los tres tipos de diámetros empleados. El resto de diagramas presentan una sensibilidad similar entre ellos, aunque ligeramente inferior a la de CEB-FIP, siendo el siguiente que mayor sensibilidad presenta el propuesto por EC-2. La tendencia que más se ajusta a la experimental, en cuanto a lo que se refiere a sensibilidad frente a variaciones de cuantía, sería la propuesta por EC-2.

Como ya se ha indicado en apartados anteriores, la formulación propuesta por FROSCHE (base del ACI 318) no tiene en cuenta de forma directa la cuantía de armadura dispuesta por lo que las variaciones que presenta son debidas a la separación entre armaduras longitudinales. Dicho aspecto también se aprecia en los valores propuestos por EHE.

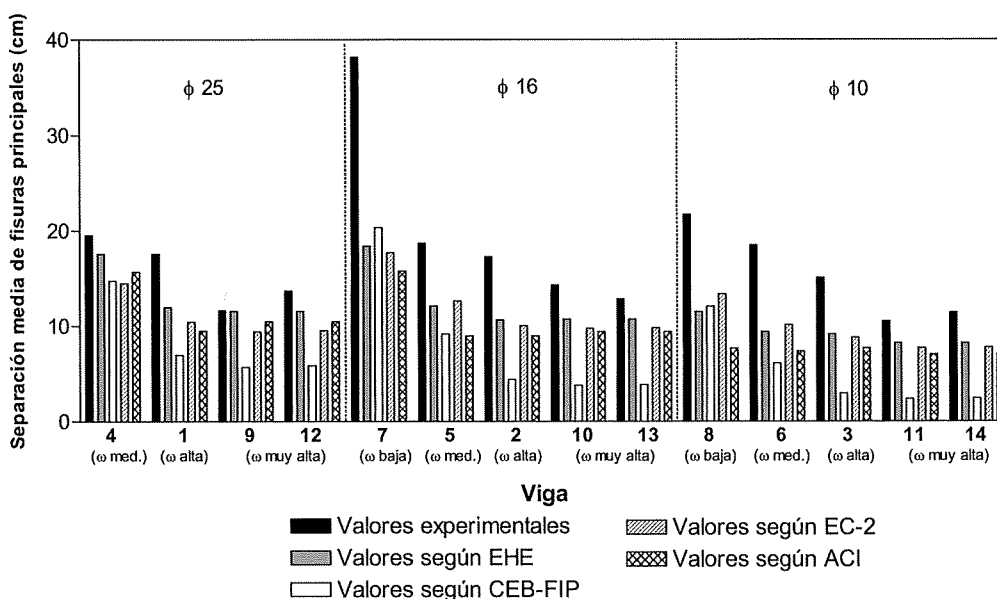


Figura 15

The experimental findings inferred that the steel ratio impacted crack control: the higher the ratio the smaller the mean crack spacing.

6.3.3. Sensitivity of mean crack spacing to variations in the tensile reinforcement bar diameter

The sensitivity of mean crack spacing to variations in the reinforcement diameter for a given steel ratio is analyzed in this item. Figure 16 compares the experimental results obtained for the three diameters of rebar used (thick, medium and thin) to the findings, entering the actual beam characteristics, deduced with the theoretical models studied. In the Figure, the beams are grouped by the tensile steel ratio used (high, medium and low). As noted in the above discussion, the approach proposed by FROSCHE, unlike the models put forward in the other three reference standards, does not take direct account of reinforcing bar diameter.

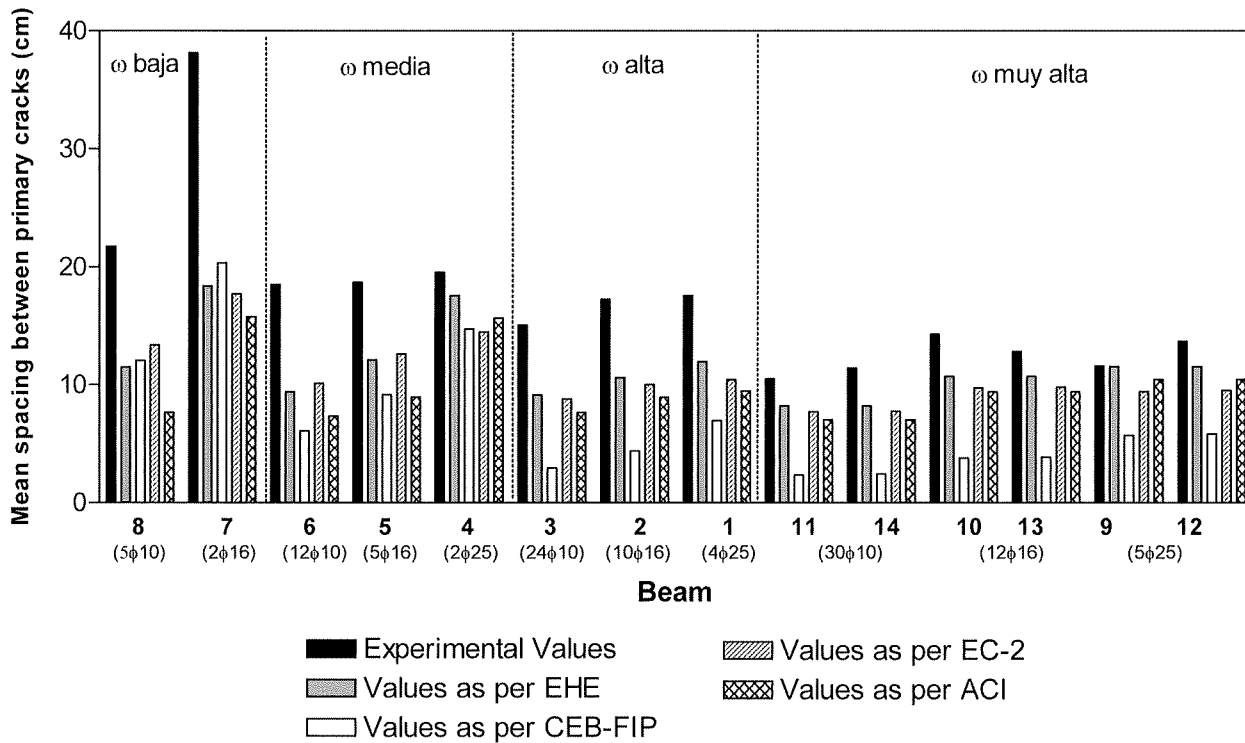


Figure 16

Rebar diameter did not appear to exert any greater an effect on mean crack spacing than on mean crack width, discussed above.

As noted earlier, the ACI standard is the only one of the four used in the comparison that does not take direct account of the effect of bar diameter on mean crack spacing. Consequently, the greatest variations observed in the curves were due in this case to longitudinal reinforcement spacing.

Of the other three standards (CEB-FIP, EHE and EC-2), CEB-FIP ponders the rebar diameter most heavily in the procedure proposed to estimate mean crack spacing. The effect of reinforcement diameter is less significant in EHE, where, as in ACI, the spacing between longitudinal rebar had a greater impact. The effect of rebar spacing is not considered in EC-2 and changes in diameter led to no substantial variations in the results. The pattern found for this model was therefore closer to the trend observed in the experimental values than any of the others.

The results for beam No. 7 may have been distorted by prior cracking due to the thermohygro-metric processes taking place in the concrete.

6.3.4. Sensitivity of mean crack spacing to variations in the compression reinforcement ratio

In an exercise analogous to the procedure described in the preceding item, Figure 17 compares the experimen-

De los resultados experimentales obtenidos se deduce que la cuantía mecánica tiene influencia en el control de la fisuración. A mayor cuantía dispuesta menor separación media de fisuras.

6.3.3. Sensibilidad de la separación media de fisuras frente a la variación del diámetro de la armadura traccionada

En el presente apartado se analiza la sensibilidad de la separación media de fisuras frente a la variación del diámetro de la armadura empleada manteniendo constante la cuantía dispuesta. En la Figura 16 se muestra un análisis comparativo entre los resultados experimentales obtenidos para los tres diámetros de armaduras empleados (gruesos, medios y finos), y los obtenidos, considerando las características reales de las vigas, según los modelos teóricos considerados. Dichos resultados han sido agrupados por la cuantía de armadura traccionada dispuesta (alta, media y baja). Como se mostró al exponer la formulación propuesta por FROSCH, ésta no tiene en cuenta de forma directa el diámetro de las armaduras, al contrario de las otras tres normativas de referencia.

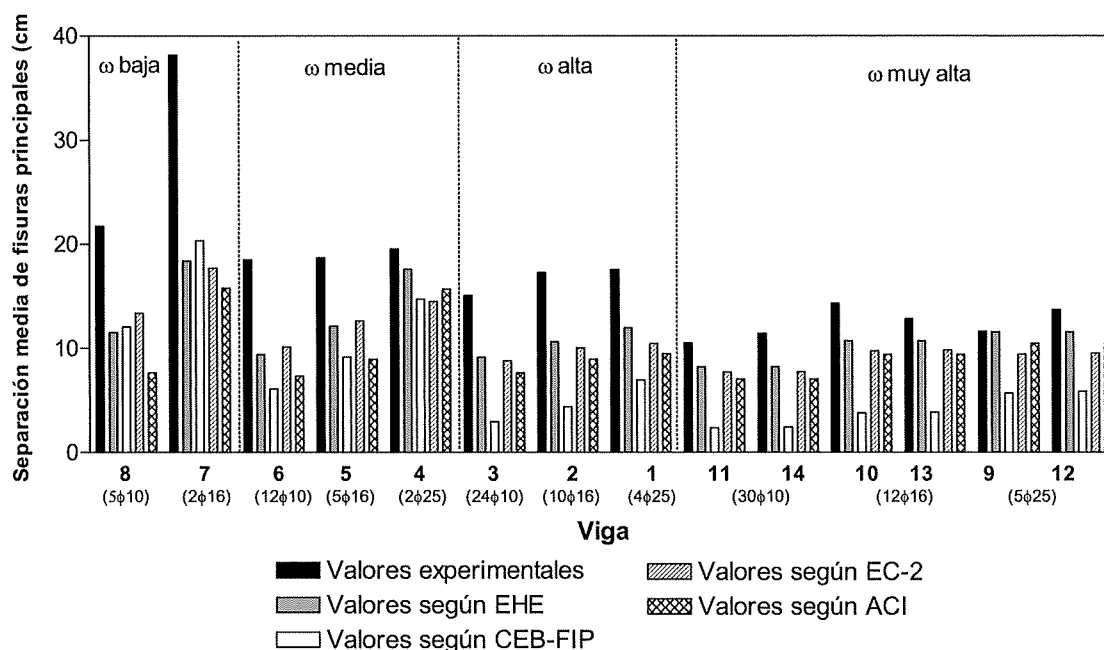


Figura 16

Al igual que se indicó para la abertura media de fisuras, no parece existir una clara influencia del diámetro de las armaduras en la separación media de fisuras, o ésta es poco significativa.

Como se ha indicado antes, el ACI no tiene en cuenta de forma directa la influencia del diámetro en la obtención de la separación media de fisuras, por lo que las mayores variaciones observadas en las curvas se deben a la separación de la armadura longitudinal dispuesta.

De las otras tres normativas (CEB-FIP, EHE y EC-2), la que mayor peso da al diámetro de las armaduras en la fórmula propuesta para la obtención de la separación media de fisuras, es el CEB-FIP. En el caso de EHE, dicha influencia no es tan significativa, teniendo mayor importancia, al igual que según ACI, la separación de armaduras longitudinales. En la fórmula propuesta por EC-2 no se considera la influencia de la separación de armaduras, y el diámetro no introduce fuertes variaciones en los resultados obtenidos, lo que la hace presentar la tendencia más aproximada a los valores experimentales.

Es importante señalar que los resultados del ensayo de la viga n° 7 podrían estar desvirtuados por la fisuración previa de la viga ante los propios fenómenos termohigrométricos de hormigón.

6.3.4. Sensibilidad de la separación media de fisuras frente a la introducción de una mayor cuantía de armadura comprimida

En la gráfica de la Figura 17 se muestra un análisis comparativo entre los valores de separación media de fisuras

tal mean crack spacing for pairs of beams with identical tensile reinforcement but different compression steel ratios (three 16φ or four 20φ) to the values found, entering the real characteristics of the beams, with the models proposed in EHE, CEB-FIP 1990, EC-2 2004, and FROSCH (basis for the model set out in ACI 318-06). In the figure, the beams are grouped by the tensile steel diameter used (thick, medium and thin).

According to foregoing analysis, the compression reinforcement ratio had no appreciable effect on mean crack spacing.

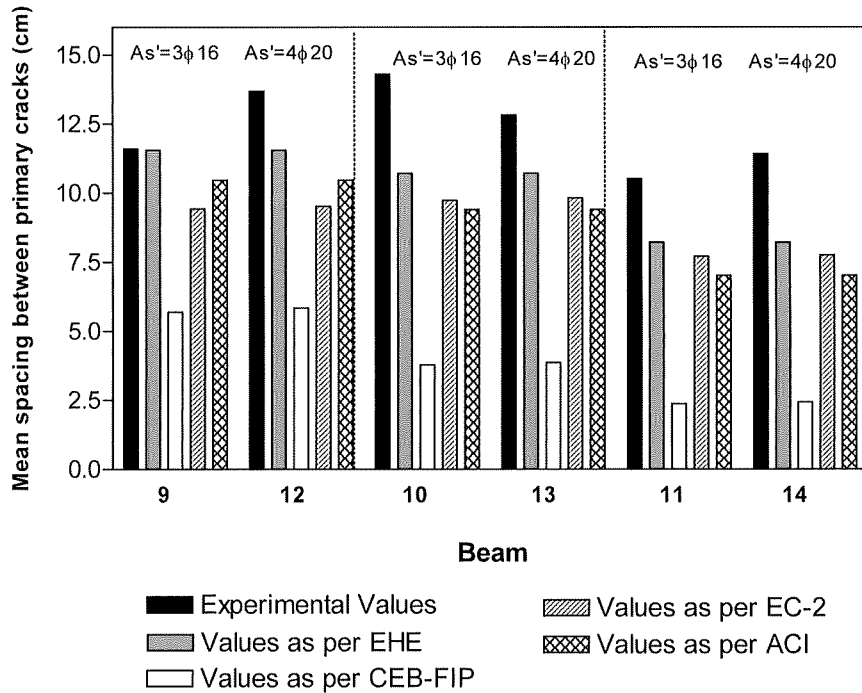


Figure 17

6.4. FACTOR USED TO CONVERT MEAN TO CHARACTERISTIC VALUES

In most procedures, the mean crack width values estimated are subsequently factored to take account of the dispersion of results observed in concrete cracking tests. Some statistical studies suggest that cracking width values are distributed normally. Inasmuch as the crack width frequency charts for beams at the service load increment revealed no obvious trend that would verify the normal distribution hypothesis, however, the suitability of factoring would appear to be in need of review.

EHE includes a β factor in its cracking control model to relate the mean crack width to the characteristic value. Moreover, since experimental results show that dispersion is greater for cracks generated by direct than indirect actions, the EHE defines two values for this factor: 1.3 for cracks generated by indirect actions and 1.7 for all others. These values represent the 95% quantile in the normal distribution of crack widths. A similar criterion is adopted in EC-2 2004, which does not, however, distinguish between the two types of actions, but applies a value of 1.7 in all cases⁴.

CEB-FIP 1990 uses a factor of 1.5 to convert mean to maximum crack spacing values.

FROSCH (on which ACI 318 model is based) establishes a crack spacing factor, ψ_s , to obtain minimum, mean and maximum spacing (1; 1.5; 2). This is tantamount to using a factor of 1.33 (2/1.5) to convert mean to maximum values.

Assuming a normal distribution of crack widths, the characteristic crack width at service loads was estimated for all the beams tested from the following expression:

⁴ The previous version of EC-2 contained the same distinction as made in EHE.

para parejas de vigas de cuantía de armadura traccionada idéntica pero variando la cuantía de armadura comprimida empleada ($3\phi 16$ ó $4\phi 20$), y los obtenidos, considerando las características reales de las vigas, según la formulación propuesta por EHE, CEB-FIP 1990, EC-2 2004, y FROSC (base de la formulación recogida por ACI 318-06). Dichos resultados han sido agrupados por los diámetros de armadura traccionada empleada (gruesos, medios y finos).

Del análisis realizado se deduce que no existe influencia apreciable de la disposición de armadura comprimida en la separación media de fisuras.

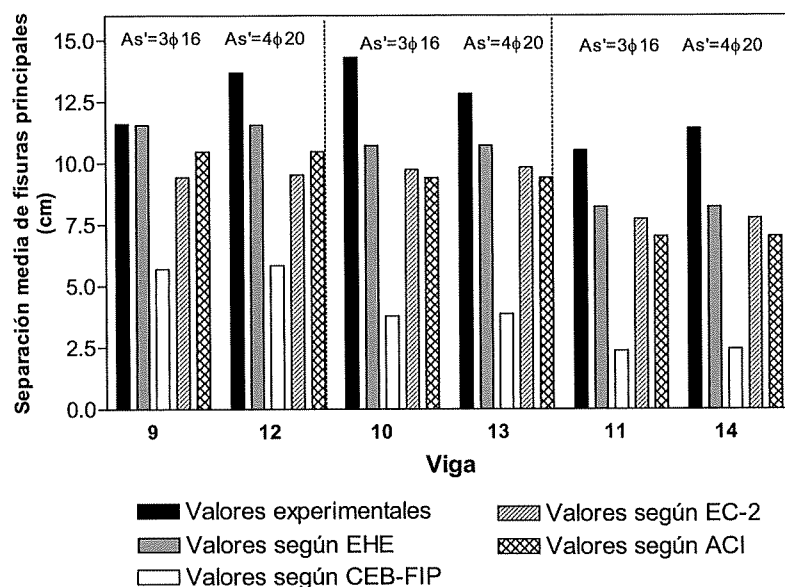


Figura 17

6.4. COEFICIENTE MULTIPLICADOR PARA PASAR DE VALORES MEDIOS A CARACTERÍSTICOS

La mayoría de las formulaciones estiman valores medios de abertura de fisuras que posteriormente son mayorados por un coeficiente multiplicador para tener en cuenta la dispersión de resultados que se pone de manifiesto en los ensayos que se han realizado para el análisis de la fisuración en elementos de hormigón armado. Algunos estudios sobre la fisuración apuntan a que puede aceptarse que la distribución estadística de los valores de abertura de fisuras sigue la Ley de GAUSS. Del análisis de los histogramas de frecuencia obtenidos para los valores de abertura de fisura en el escalón de servicio para cada una de las vigas no se observa una tendencia tan marcada de los resultados que verifique la hipótesis anterior sobre la adopción de una distribución *gaussiana* de resultados, por lo que parece necesaria una revisión de la idoneidad del citado coeficiente multiplicador.

La instrucción española EHE introduce en su formulación para el control de la fisuración el coeficiente β que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico. Esto se debe a que los resultados experimentales ponen de manifiesto que la dispersión es mayor para fisuras provocadas por acciones directas que para fisuras provocadas por acciones indirectas. Por esta razón la EHE fija este coeficiente en 1.3 para fisuras provocadas por acciones indirectas y en 1.7 para el resto de los casos, correspondiente al cuantil 95% en la distribución gaussiana de aberturas de fisuras. Un criterio similar es el adoptado por el Eurocódigo EC-2 2004, si bien éste no diferencia los dos tipos de acciones, estableciendo un valor de 1.7 para todos los casos⁴.

En el caso del Código Modelo CEB-FIP 1990, éste introduce un coeficiente multiplicador de 1.5 para pasar de los valores de separación media de fisuras a los valores máximos.

FROSC (base de la formulación incluida en ACI 318) establece un factor de separación de fisuras ψ_s para obtener la separación mínima, media o máxima (1; 1.5; 2). Esto equivale a considerar un coeficiente multiplicador de 1.33 (2/1.5) para pasar de valores medios a valores máximos.

⁴ En la versión anterior del EC-2 establecía la misma diferenciación del coeficiente multiplicador que establece la EHE.

$$w_k = w_{m,i} \cdot (1 + 1.644 \cdot \delta) \quad (17)$$

where:

$w_{m,i}$ mean width of all the cracks, both primary and secondary, recorded

δ coefficient of variation of the crack width population

The β factor can be obtained directly from the characteristic value, dividing that value by the mean primary crack width. This procedure analyzes both the dispersion of results in the population of recorded cracks (primary and secondary) and the factor used to convert the mean primary crack width to the characteristic value, i.e., the value indicative of the possible range of maximum crack widths at the 95% confidence level. Table 12 gives the β factors for each of the beams tested and the mean factor for each of the four tensile reinforcement ratios studied. Table 13 shows the values proposed for the β factor in the standards discussed here.

Another coefficient relevant in this regard is β^* , found by dividing the characteristic value by the mean width of all the cracks recorded (primary and secondary). This factor actually corresponds to the value of $(1 + 1.644 \cdot \delta)$ indicated in equation (17) and constitutes the factor used to convert the mean width of all the cracks recorded to a characteristic value indicative of the possible maximum crack widths at the 95% confidence level. Table 12 also gives the values obtained for β^* .

BEAM No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
RATIO	HIGH			MEDIUM			LOW		VERY HIGH					
W_m (mm) (prim. cr.)	0.11	0.08	0.10	0.14	0.16	0.19	0.32	0.14	0.08	0.16	0.09	0.11	0.12	0.13
W_m^* (mm) (prim. + sec. cr.)	0.09	0.05	0.05	0.11	0.13	0.11	0.24	0.09	0.06	0.09	0.06	0.07	0.08	0.10
W_k (mm)	0.15	0.07	0.07	0.19	0.21	0.20	0.46	0.17	0.10	0.16	0.10	0.12	0.13	0.16
β	1.35	0.86	0.71	1.36	1.32	1.02	1.47	1.22	1.31	1.01	1.14	1.12	1.13	1.20
	0.97			1.23			1.35		1.15					
β^*	1.73	1.31	1.39	1.65	1.71	1.71	1.94	1.86	1.62	1.82	1.60	1.71	1.74	1.63
	1.48			1.69			1.90		1.69					

Table 12

β			
EHE	CEB	EC-2	ACI
1.7	1.5	1.7	1.33

Table 13

As Table 12 shows, the β factors deduced from the tests are generally lower than the values proposed by the standards, with the exception of ACI, whose 1.33 concurs very closely with the higher values for this factor determined from the experimental results. According to the empirical findings, the smaller the ratio of tensile reinforcing steel, the greater the dispersion of results and therefore the higher the β and characteristic width values. Consequently, the most representative value of β may be 1.35, which is close to the value proposed in the ACI standard and in the EHE code for indirect forces.

An analysis of the β^* factors obtained in the tests reveals that both EHE and EC-2 base their β factor, in all likelihood, on the dispersion observed for the total population of cracks (primary and secondary). This would be reasonable if the β factor were applied to the mean value of all the cracks recorded rather than to the mean value of the primary cracks only. The point of departure for the theoretical models, however, is the mean spacing between primary but not secondary cracks. In other words, inasmuch as the mean crack width is initially factored

En el caso de que se adopte una distribución gaussiana de aberturas de fisuras, se ha estimado el valor característico de apertura de fisuras para cada una de las vigas ensayadas bajo cargas de servicio. Dicho valor característico se obtiene para cada viga como a continuación se indica:

$$W_k = W_{m,i} \cdot (1 + 1.644 \cdot \delta) \quad (17)$$

siendo,

$W_{m,i}$ La apertura media de todas las fisuras registradas, tanto principales como secundarias

δ El coeficiente de variación de la población de aberturas de fisuras

Con dicho valor característico se puede obtener de forma directa el coeficiente β resultante de dividir el valor característico entre el valor medio de apertura de fisuras principales. De esta manera se analiza por un lado la dispersión de resultados que se produce en la población de aberturas de fisuras registradas (principales y secundarias), y el factor de conversión de la apertura media de fisuras principales para obtener un valor característico que con un nivel de confianza del 95% nos muestre los posibles valores de apertura máxima de fisuras. En la Tabla 12 se muestran los coeficientes β para cada una de las vigas ensayadas, y el coeficiente promedio para cada una de las cuatro cuantías de armadura traccionada considerada. En la Tabla 13 se muestran los valores propuestos por las normativas consideradas para el coeficiente β .

Complementariamente, se ha analizado otro coeficiente, β^* , resultante de dividir el valor característico entre el valor medio de apertura de todas las fisuras registradas (principales y secundarias). Dicho coeficiente se corresponde en realidad con el valor $(1 + 1.644 \cdot \delta)$ antes indicado, y muestra el factor de conversión de la apertura media de todas las fisuras registradas para obtener un valor característico que con un nivel de confianza del 95% nos muestre los posibles valores de apertura máxima de fisuras. En la Tabla 12 también se muestran los valores obtenidos para β^* .

VIGA N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
	ALTA			MEDIA			BAJA		MUY ALTA					
W_m (mm) (fis. ppales.)	0.11	0.08	0.10	0.14	0.16	0.19	0.32	0.14	0.08	0.16	0.09	0.11	0.12	0.13
W_m^* (mm) (fis. ppales. y 2ª)	0.09	0.05	0.05	0.11	0.13	0.11	0.24	0.09	0.06	0.09	0.06	0.07	0.08	0.10
W_k (mm)	0.15	0.07	0.07	0.19	0.21	0.20	0.46	0.17	0.10	0.16	0.10	0.12	0.13	0.16
R	1.35	0.86	0.71	1.36	1.32	1.02	1.47	1.22	1.31	1.01	1.14	1.12	1.13	1.20
	0.97			1.23			1.35		1.15					
β^*	1.73	1.31	1.39	1.65	1.71	1.71	1.94	1.86	1.62	1.82	1.60	1.71	1.74	1.63
	1.48			1.69			1.90		1.69					

Tabla 12

β			
EHE	CEB	EC-2	ACI
1.7	1.5	1.7	1.33

Tabla 13

Como puede observarse en la Tabla 12 los coeficientes β deducidos de los ensayos son en general inferiores a los propuestos por las distintas normativas, con la salvedad de ACI, quién propone un valor de 1.33, sensiblemente la cota superior de los coeficientes β deducidos de los ensayos. De los resultados experimentales se deduce que a menor cuantía de armadura traccionada dispuesta, mayor es la dispersión de resultados, por lo tanto mayores valores de β , y consecuentemente mayores valores característicos. De esta manera, el valor más representativo de β a considerar podría ser de 1.35, similar al propuesto por ACI, también similar al propuesto por EHE para acciones indirectas.

Del análisis de los coeficientes β^* obtenidos en los ensayos, se deduce que tanto EHE como EC-2 basan su coefi-

because only the primary cracks are taken into consideration (sum of all recorded cracks divided by the number of primary cracks), re-factoring with β^* , which takes account of the coefficient of variation of the entire population of cracks, is an overly conservative measure.

6.5. PROPOSAL TO IMPROVE THE PROCEDURES ANALYZED

The present item discusses preliminary proposals, based on the results of this study, for possible variations in the existing formulas with a view to obtaining a more accurate estimate of mean crack spacing and crack width.

The point of departure adopted was EC-2, the model that according to the present findings provided the closest fit to the experimental results (albeit with underestimated values).

Three possibilities were explored with respect to mean crack spacing. These proposals were defined on the grounds of one of the conclusions drawn in the present study: the insignificance of the effect of rebar diameter on cracking control. Therefore, as shown below, the three proposals differ in the way the parameter diameter is considered. Successive iterations were conducted for all the proposals until constants were found that afforded both the ideal fit of the mean values to the experimental means and the least dispersion of the resulting data points with respect to the best fit for the formula in question.

The following expressions were obtained from that analysis (s_m , c and ϕ in mm):

$$\text{Proposal 1: } s_m = 3,10 \cdot c + 0,15 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (18)$$

$$\text{Proposal 2: } s_m = 2,96 \cdot c + 0,65 \cdot \frac{\sqrt{\phi}}{\rho_{p,eff}} \quad (19)$$

$$\text{Proposal 3: } s_m = 3,09 \cdot c + 2,26 \cdot \frac{1}{\rho_{p,eff}} \quad (20)$$

A review, and more specifically a sum of squares analysis, of the best fit of the mean values found with these proposals to the experimental results showed that proposal 2 exhibited the narrowest dispersion.

Once the proposals for estimating mean crack spacing were defined, two definitions of the mean strain on the steel were possible for the intents and purposes of mean crack width: inclusion of the tension-stiffening effect as in EC-2, that led to the expression discussed above to estimate the mean strain on the steel (ε_m); or adoption of the mean strain generated in the cracked section (ε_{s_2}) as a definition of the mean strain on the steel.

Here also, the mean strain on the steel was factored to obtain the ideal fit for each proposal. The factors deduced for this purpose were practically identical for the two proposals (in terms of mean crack spacing):

$$w_m = s_m \cdot (0,78 \cdot \varepsilon_m) \quad \text{Inclusion of the tension-stiffening effect} \quad (21)$$

$$w_m = s_m \cdot (0,58 \cdot \varepsilon_{s_2}) \quad \text{Exclusion of the tension-stiffening effect} \quad (22)$$

An analysis of the sum of squares of the deviations showed that proposal 2 (for the mean crack spacing) yielded the narrowest dispersion in the fits of the mean values (model vs experimental results), both when the tension-stiffening effect was considered as proposed in EC-2 and when a simplified approach was adopted, consisting in defining the mean strain to be the strain on the steel in cracked sections.

For all the foregoing, two proposals for estimating the mean crack width may be established, as follows:

$$\text{Proposal 2.1: } w_m = \left(2,96 \cdot c + 0,65 \cdot \frac{\sqrt{\phi}}{\rho_{p,eff}} \right) \cdot (0,77 \cdot \varepsilon_m) \quad \varepsilon_m \text{ as per the EC-2 formula} \quad (23)$$

$$\text{Proposal 2.2: } w_m = \left(2,96 \cdot c + 0,65 \cdot \frac{\sqrt{\phi}}{\rho_{p,eff}} \right) \cdot (0,58 \cdot \varepsilon_{s_2}) \quad \varepsilon_{s_2} \text{ as in the cracked section} \quad (24)$$

ciente β muy probablemente en la dispersión observada para la población total de fisuras (principales y secundarias), lo cual parecería razonable si el coeficiente β se aplicase al valor medio de todas las fisuras registradas y no al valor medio de las fisuras principales. Debe tenerse en consideración que las fórmulas teóricas parten de la separación media entre fisuras principales y no secundarias, por lo que si ya se está mayorando inicialmente la abertura media de fisuras, al sólo considerar las fisuras principales (suma de todas las aberturas de fisuras registradas entre el número de fisuras principales), es demasiado conservador volver a mayorar por el coeficiente β^* , que tiene en cuenta el coeficiente de variación de toda la población de fisuras.

6.5. PROPUESTA DE MEJORA DE LAS FORMULACIONES ANALIZADAS

Con base en los resultados obtenidos en este trabajo de investigación, en el presente apartado se han tratado de plantear con carácter preliminar las posibles variantes de las fórmulas existentes, con objeto de mejorar el ajuste de las mismas para la obtención de la separación media y abertura media de fisuras.

En primer lugar, se ha establecido como punto de partida la formulación propuesta por EC-2, puesto que de acuerdo con los resultados expuestos en la presente investigación, es la formulación que plantea un ajuste más aproximado (aunque minusvalorando los valores obtenidos) a los resultados experimentales.

En cuanto a la separación media de fisuras se han planteado tres posibles propuestas. Para la definición de dichas propuestas se ha tenido en cuenta una de las conclusiones obtenidas en la presente investigación: la falta de influencia significativa del diámetro de las armaduras en el control de la fisuración. Por lo tanto, como se muestra más adelante, las tres propuestas se diferencian en la consideración del parámetro diámetro. Para cada una de las propuestas se han realizado iteraciones sucesivas hasta obtener las constantes que proporcionaban tanto el ajuste promedio ideal de resultados respecto los valores experimentales y la menor dispersión de los mismos respecto la línea de mejor ajuste de la fórmula propuesta.

De acuerdo con dicho análisis se han obtenido las siguientes expresiones (s_m , c y ϕ en mm):

$$\text{Propuesta 1: } s_m = 3,10 \cdot c + 0,15 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (18)$$

$$\text{Propuesta 2: } s_m = 2,96 \cdot c + 0,65 \cdot \frac{\sqrt{\phi}}{\rho_{p,eff}} \quad (19)$$

$$\text{Propuesta 3: } s_m = 3,09 \cdot c + 2,26 \cdot \frac{1}{\rho_{p,eff}} \quad (20)$$

Del análisis de las líneas de ajuste de dichas propuestas respecto a los resultados experimentales y concretamente del análisis de residuos al cuadrado de estas propuestas, la propuesta 2 es la que menor dispersión de resultados presenta para un mismo ajuste promedio de la fórmula planteada.

Una vez planteadas las propuestas para la estimación de la separación media de fisuras, en cuanto a la abertura media de fisuras se pueden establecer dos distintas consideraciones del valor de deformación media del acero: la consideración del efecto de *tension-stiffening* de forma análoga a como lo adopta EC-2, según la expresión que anteriormente fue indicada para la estimación de la deformación media del acero (ϵ_m); adoptar como deformación media del acero la producida para la sección fisurada (ϵ_{s_2}).

Una vez más, se deducen los coeficientes que deben multiplicar a la deformación media del acero considerada para obtener el ajuste ideal de cada una de las propuestas. Dichos coeficientes resultan ser prácticamente idénticos para ambas propuestas (en cuanto la separación media de fisuras), por lo que resulta:

$$W_m = s_m \cdot (0,78 \cdot \epsilon_m) \quad \text{Consideración efecto } \textit{tension-stiffening} \quad (21)$$

$$W_m = s_m \cdot (0,58 \cdot \epsilon_{s_2}) \quad \text{No consideración efecto } \textit{tension-stiffening} \quad (22)$$

Como se deduce del análisis de residuos al cuadrado, la propuesta 2 (en cuanto la separación media de fisuras) es la que menor dispersión de resultados presenta para un mismo ajuste promedio de la fórmula planteada, tanto para

The narrowest dispersion around the best fit was found with proposal 2.1. Nonetheless, the lack of any underlying physical logic in factoring the mean strain on the steel proposed by EC-2 instead of correcting the formula set out in the standard to estimate the mean strain, makes proposal 2.2 more appropriate and simpler, as it entails merely reducing the strain on the steel in the cracked section (which can be readily estimated). In fact, the factor proposed (0.58) is very close to the lower threshold proposed in EC-2 for the mean strain on the steel ($0.6 \cdot \varepsilon_{s_2}$).

For all the foregoing, the proposal for improving the estimate of mean crack width may be established as follows:

$$w_m = \left(3 \cdot c + 0.65 \cdot \frac{\sqrt{\phi}}{\rho_{p,eff}} \right) \cdot (0.58 \cdot \varepsilon_{s_2}) \quad (c \text{ y } \phi \text{ en mm}) \quad (25)$$

Similarly, the most appropriate value for the factor applied to the mean crack width to estimate characteristic values is 1.35, according to the analysis conducted and the experimental results obtained here. Finally, the limit (or characteristic) crack width value for controlling cracking under service conditions can be found from⁵:

$$w_{lim} = 1.35 \cdot \left(3 \cdot c + 0.65 \cdot \frac{\sqrt{\phi}}{\rho_{p,eff}} \right) \cdot (0.58 \cdot \varepsilon_{s_2}) \quad (26)$$

where:

- w_{lim} maximum allowable crack width (mm). Characteristic value
- c concrete cover over tensile reinforcing bars (mm)
- ϕ rebar diameter (mm)
- $\rho_{p,eff}$ effective ratio as defined in EC-2
- ε_{s_2} strain on steel in cracked sections

7. CONCLUSIONS

The most significant conclusions drawn in the present study are summarized below:

- a) When the estimate of the cracking moment in the specimen is based on the gross characteristics of the section and the bending strength of the concrete, as recommended in Code EHE, the results provide a good fit to the experimental findings.
- b) A comparison of the mean crack width values obtained in the trials to the values deduced as described in standards EHE, CEB-FIP, EC-2 and ACI reveals the following:
 - As a rule, the experimental values are higher than deduced as specified in the standards, particularly for medium and low ratios. The lower the steel ratio in a member, the greater the need to include cracking as a design consideration, or even a conditioning factor for some members.
 - The models proposed by EHE and ACI provide a very good mean fit, although the results deviate widely in both cases. The mean fit provided by the EC-2 method is not as good as found with the ACI and EHE approaches, but dispersion is narrower and the results reflect the experimental values more closely.
- c) A comparison of the mean crack spacing values obtained in the trials to the values deduced as described in standards EHE, CEB-FIP, EC-2 and ACI reveals the following:
 - The experimental mean values for crack spacing are approximately 1.5 to 2 times higher than the values computed as specified in standards EHE, CEB-FIP, EC-2 and ACI. As in the case of crack width, the fits are better for very high ratios.

⁵ Simplified formula after applying the factors proposed in EC-2 for the type of steel used, type of load and stress distribution in the member.

la consideración del efecto de *tension-stiffening* que propone EC-2 como la simplificación de adoptar como deformación media la deformación del acero en las secciones fisuradas.

Por todo lo anteriormente expuesto se pueden establecer como propuestas para la estimación de abertura media de fisuras las siguientes:

$$\text{Propuesta 2.1: } w_m = \left(2.96 \cdot c + 0.65 \cdot \frac{\sqrt{\phi}}{\rho_{p,eff}} \right) \cdot (0.77 \cdot \varepsilon_m) \quad \varepsilon_m \text{ según fórmula EC-2} \quad (23)$$

$$\text{Propuesta 2.2: } w_m = \left(2.96 \cdot c + 0.65 \cdot \frac{\sqrt{\phi}}{\rho_{p,eff}} \right) \cdot (0.58 \cdot \varepsilon_{s_2}) \quad \varepsilon_{s_2} \text{ correspondiente al estado fisurado} \quad (24)$$

De estas propuestas la que menor dispersión presenta para el mejor ajuste promedio es la correspondiente a la propuesta 2.1. No obstante, la falta de sentido físico de multiplicar la deformación media del acero propuesta por EC-2 por un coeficiente, en lugar de corregir la propia fórmula que dicha normativa plantea para la estimación de la deformación media, hace que resulte más adecuado y simplificado adoptar la fórmula de la propuesta 2.2 en la que simplemente se reduce la deformación del acero para la sección fisurada (de fácil estimación). De hecho, el coeficiente que se propone (0.58) es muy próximo al umbral inferior que propone EC-2 para la deformación media del acero ($0.6 \cdot \varepsilon_{s_2}$).

Por lo tanto, se puede establecer como propuesta de mejora de la estimación de abertura media de fisuras la siguiente:

$$w_m = \left(3 \cdot c + 0.65 \cdot \frac{\sqrt{\phi}}{\rho_{p,eff}} \right) \cdot (0.58 \cdot \varepsilon_{s_2}) \quad (c \text{ y } \phi \text{ en mm}) \quad (25)$$

Por último se quiere resaltar que, de acuerdo con el análisis efectuado en la presente investigación para valorar la idoneidad del coeficiente multiplicador del valor de abertura media de fisuras para la estimación de valores característicos, el valor del coeficiente multiplicador referido más adecuado resulta de 1.35 de acuerdo con los resultados experimentales obtenidos. Finalmente, se puede establecer como valor límite (valor característico) de abertura de fisuras para controlar la fisuración en servicio, el siguiente⁵:

$$w_{lim} = 1.35 \cdot \left(3 \cdot c + 0.65 \cdot \frac{\sqrt{\phi}}{\rho_{p,eff}} \right) \cdot (0.58 \cdot \varepsilon_{s_2}) \quad (26)$$

siendo,

- w_{lim} abertura límite admisible de fisuras (mm). Valor característico
- c recubrimiento geométrico de la armadura traccionada (mm)
- ϕ diámetro de las armaduras (mm)
- $\rho_{p,eff}$ cuantía eficaz de acuerdo con la definición de EC-2
- ε_{s_2} deformación del acero para las secciones fisuradas

7. CONCLUSIONES

A continuación se exponen a modo de resumen las conclusiones más significativas obtenidas en la presente investigación:

- a) A través de los resultados experimentales obtenidos se comprueba la buena aproximación que se realiza cuando se considera en la estimación del momento de fisuración de la pieza la características brutas de la sección y la resistencia a flexotracción del hormigón, tal y como recomienda la Instrucción EHE en su articulado.

⁵ Fórmula simplificada una vez se han aplicado los coeficientes multiplicadores que propone el EC-2 en cuanto al tipo de acero empleado, tipo de carga y distribución de tensiones en la pieza.

- The procedures proposed by EHE and EC-2 exhibit the best mean fit, underestimating the mean spacing between cracks obtained in the tests by 30% and 35%, respectively. Contrary to EHE, in EC-2 the results are narrowly dispersed around the best fit and better reflect the experimental values.
 - CEB-FIP is the approach that provides the poorest fit to the experimental results, and on occasion yields values on the order of just one fifth of the experimental findings.
- d) The steel ratio impacts crack control: the higher the ratio, the narrower are crack spacing and width, and the smaller the need to check for cracking at the service limit state once a member is designed to safety requirements. Moreover, the dispersion in the findings declines with increasing ratio. Of the four procedures studied, the CEB-FIP method shows greatest sensitivity to increases in ratio, and indeed that standard attaches greater importance to this parameter than observed in the experimental results.
- e) The experimental findings suggest that the diameter of the rebar has no clear effect on cracking. None of the standards compared here follows a pattern similar to the experimental findings when the rebar diameter is varied in beams with a given steel ratio. In any event, of the four standards, EC-2 comes closest to such findings.
- f) Likewise according to the experimental results, the compression reinforcement ratio has no appreciable effect on cracking control.
- g) While the analysis of the variation in spacing between longitudinal reinforcement was not explored in the present study, according to the present experimental findings on the mean crack width and mean crack spacing, that parameter would appear to have no significant effect. And yet ACI regards it to be essential to cracking control.
- h) The trials conducted were also used to analyze the effect of the arrangement of the transverse reinforcement (stirrups) on crack spacing. While for minimum ratios the mean crack spacing was found to bear some similarity to stirrup spacing in the beams, this concurrence was not observed for the highest or even low ratios. The contribution of stirrup arrangement to the appearance of cracks in such sections cannot be ruled out, since these sections are weakened, although during cracking stabilization, the position of cracks does not appear to be governed by stirrup spacing.
- i) The β factors deduced from the tests are generally lower than the values proposed by the standards, with the exception of ACI, whose 1.33 concurs very closely with the higher values for this factor determined from the experimental results. According to the empirical findings, the smaller the ratio of tensile reinforcing steel, the greater the dispersion of results and therefore the higher the β and characteristic width values. Consequently, the most representative value of β may be 1.35, which is close to the value proposed in the ACI standard and in the EHE code for indirect forces.

The analysis conducted reveals that both EHE and EC-2 base their β factor, in all likelihood, on the dispersion observed for the total population of cracks (primary and secondary). This would be reasonable if the β factor were applied to the mean value of all the cracks recorded rather than to the mean value of the primary cracks only. The point of departure for the theoretical models, however, is the mean spacing between primary but not secondary cracks. In other words, inasmuch as the mean crack width is initially factored because only the primary cracks are taken into consideration (sum of all recorded cracks divided by the number of primary cracks), re-factoring with a coefficient of variation that takes account of the entire population of cracks constitutes an overly conservative measure.

- j) Pursuant to the present findings, the method proposed by EC-2 provides the best fit (albeit underestimating the values obtained) to the experimental results. On the grounds of the analysis of the proposals based on the EC-2 method, a possible proposal for improving estimates of mean and characteristic crack width would be:

$$w_k = 1.35 \cdot w_m$$

$$w_m = s_m \cdot \varepsilon_m$$

$$w_m = \left(3 \cdot c + 0.65 \cdot \frac{\sqrt{\phi}}{\rho_{p,eff}} \right) \cdot (0.58 \cdot \varepsilon_{s_2})$$

- b) En relación con la adecuación entre los valores de abertura media de fisuras obtenidos en los ensayos y los deducidos según las normativas EHE, CEB-FIP, EC-2 y ACI, se obtiene lo siguiente:
- Los valores experimentales obtenidos son, en general, superiores a los deducidos según dichas normativas, sobre todo para cuantías medias y bajas. Cabe señalar que según se reduce la cuantía de armadura de la pieza, se hace más necesaria la comprobación a fisuración, pudiendo en estos casos ser condicionante en el diseño de la pieza.
 - Las formulaciones propuestas por EHE y ACI presentan un ajuste medio muy bueno, si bien la dispersión de resultados de ambas normativas es muy elevada. EC-2 ofrece un ajuste medio peor que ACI o EHE, ya que minusvalora la abertura media de fisuras, pero su dispersión es mucho menor, y ofrece resultados que reflejan mejor los valores experimentales.
- c) En relación con la adecuación entre los valores de separación media de fisuras obtenidos en los ensayos y los deducidos según las normativas EHE, CEB-FIP, EC-2 y ACI, se obtiene lo siguiente:
- Los valores de separación media de fisuras experimentales son, aproximadamente, entre 1,5 y 2 veces los deducidos según las normativas EHE, CEB-FIP, EC-2 y ACI. Al igual que para la abertura media de fisuras, se da una mejor adecuación para cuantías elevadas.
 - Las formulaciones propuestas por EHE y EC-2 son las que mejor ajuste medio presentan, minusvalorando la separación media de fisuras obtenida en los ensayos entre un 30% y un 35%. A diferencia de EHE, EC-2 presenta una dispersión de resultados reducida respecto de su línea de ajuste, ofreciendo resultados que reflejan mejor los valores experimentales.
 - La formulación que menos se ajusta a los resultados experimentales es la propuesta por CEB-FIP, que en ocasiones llega a proponer valores del orden de una quinta parte de los valores experimentales.
- d) De los resultados experimentales obtenidos se deduce que la cuantía mecánica tiene influencia en el control de la fisuración. A mayor cuantía dispuesta menor abertura y separación de fisuras, y menos necesaria se hace la comprobación en estado límite de servicio de fisuración tras haber diseñado la pieza por condiciones de seguridad. Además, según se aumenta la cuantía se reduce la dispersión entre los resultados obtenidos para una misma cuantía. De las cuatro formulaciones consideradas, la que presenta mayor sensibilidad al aumento de la cuantía es CEB-FIP, si bien dicha normativa le da mayor importancia a este parámetro respecto el que se observa en los resultados experimentales.
- e) De los resultados experimentales obtenidos se deduce que no existe una clara influencia del diámetro de las armaduras dispuestas. Ninguna de las normativas que se han empleado en la presente comparativa presenta una tendencia similar a la experimental en cuanto a la variación del diámetro introducida en vigas de una misma cuantía. En todo caso, de las cuatro normativas, la que presentaría una tendencia más aproximada a la experimental sería la propuesta por EC-2.
- f) De los resultados experimentales obtenidos se deduce que no existe influencia apreciable de la disposición de armadura comprimida en el control de la fisuración.
- g) Aunque el análisis de la variación de la separación entre armaduras longitudinales no ha sido objeto de la presente investigación, del análisis de los resultados experimentales obtenidos sobre la abertura media de fisuras y la separación de las mismas, se deduce que no existe una influencia significativa de dicho parámetro. Contrariamente ACI lo establece como parámetro fundamental para el control de la fisuración.
- h) Aprovechando la batería de ensayos realizados, también se ha analizado la influencia de la disposición de la armadura transversal (estribos) en la separación de las fisuras, obteniendo que, si bien las separaciones medias de fisuras para cuantías medias rondan la separación de estribos dispuestos en las vigas, dicho aspecto no se observa para cuantías más elevadas, o incluso para cuantías bajas. No se descarta que la disposición de estribos pueda favorecer la aparición de las fisuras en dichas secciones, al tratarse de secciones debilitadas, si bien en la fase de estabilización de formación de fisuras la posición de éstas no parece estar dominada por la separación de estribos.
- i) Los coeficientes multiplicadores β deducidos de los ensayos son en general inferiores a los propuestos por

where:

- w_k characteristic crack width (mm)
 w_m mean crack width (mm)
 s_m mean crack spacing (mm)
 ϵ_m mean strain on steel
 c concrete cover over tensile reinforcing bars (mm)
 ϕ rebar diameter (mm)
 $\rho_{p,eff}$ effective ratio as defined in EC-2
 ϵ_{s2} strain on steel in cracked sections

8. REFERENCES

1. SCHIESSL, P., "Admissible crack width in reinforced concrete structures", Preliminary Reports Tome II of IABSE-FIP-CEB-RILEM-IASSS-Coloquium, Liège, June 1975.
2. DARWIN, D. et al., "Debate: Crack Width, Cover, and Corrosion", Concrete International, V.8, No 5, May 1985, pp. 20-35.
3. PEREPEREZ, B.; BARBERA, E.; y BENLLOCH, J., "Grandeurs de fissures et corrosion". Conférence Européenne «La Fissuration des Bétons et la Durabilité des Constructions», AFREM-CEE, 1988.
4. ANDRADE, C.; MOLINA, F.J.; y ALONSO, C., "Cover Cracking as a Function of Rebar Corrosion: Part I-Experiment Test", Materials and Structures, V.26, 1993, pp 453-464.
5. ALONSO, C.; ANDRADE, C.; RODRÍGUEZ, J.; y Díez, J.M., "Factors Controlling Cracking of Concrete Affected by Reinforcement Corrosion", Materials and Structures, V.31, No. 8, 1998, pp 435-441.
6. CAMPBELL-ALLEN, D., "The reduction of cracking in concrete", University of Sidney, May 1979.
7. PADILLA, J.D.; y ROBLES, F., "Human response to cracking in concrete slabs". ACI Special Publications SP-30 "Cracking, Deflection and Ultimate Load of Concrete Slab Systems", American Concrete Institute, Detroit, 1971.
8. BROMS, B., "Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members", ACI Journal, Proceedings V. 62, No 10, Oct 1965, pp. 1237-1255.
9. GERGELY, P.; y LUTZ, L.A., "Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members", Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete, SP-20, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1968, pp. 87-117.
10. FERRY-BORGES, J., "Cracking and deformability of reinforced concrete beams", Association International des Ponts et Charpentiers, 26, 1966.
11. BASE, G.D.; READ, J.B.; BEEBY, A.W.; y TAYLOR, H.P.J. "An investigation of the crack control characteristics of various types of bar in reinforced concrete beams", Cement and Concrete Association, London, 1966.
12. BEEBY, A.W. "An Investigation of Cracking in Slabs Spanning One Way", Cement and Concrete Association, Technical Report No. TRA 433, London, April 1970.
13. NAWY, E.G., "Crack Control in Reinforced Concrete Structures", ACI Structural Journal, V.65, No. 10, Oct. 1968.
14. FROSCH, R.J. "Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete", ACI Structural Journal, V.96, No 3, May-June 1999.
15. FROSCH, R.J. "Modeling and Control of Side Face Beam Cracking", ACI Structural Journal, V.99, No 3, May-June 2002.

las distintas normativas, con la salvedad de ACI, quién propone un valor de 1.33, sensiblemente la cota superior de los coeficientes deducidos de los ensayos. De los resultados experimentales se deduce que a menor cuantía de armadura traccionada dispuesta, mayor es la dispersión de resultados, por lo tanto mayores valores de β , y consecuentemente mayores valores característicos. De esta manera, el valor más representativo de β a considerar podría ser de 1.35, similar al propuesto por ACI, también similar al propuesto por EHE para acciones indirectas.

Del análisis realizado se deduce que tanto EHE como EC-2 basan su coeficiente β muy probablemente en la dispersión observada para la población total de fisuras (principales y secundarias), lo cual parece razonable si el coeficiente se aplicase al valor medio de todas las fisuras registradas y no al valor medio de las fisuras principales. Debe tenerse en consideración que las fórmulas teóricas parten de la separación media entre fisuras principales y no secundarias, por lo que si ya se está mayorando inicialmente la abertura media de fisuras, al sólo considerar las fisuras principales (suma de todas las aberturas de fisuras registradas entre el número de fisuras principales), es demasiado conservador volver a mayorar por un coeficiente que tiene en cuenta el coeficiente de variación de toda la población de fisuras.

- j) De acuerdo con los resultados expuestos en la presente investigación, la formulación propuesta por EC-2 presenta el ajuste más aproximado (aunque minusvalorando los valores obtenidos) a los resultados experimentales. Del análisis de las distintas propuestas consideradas, basadas en la formulación de EC-2, se obtiene como posible propuesta de mejora de la estimación de abertura media y característica de fisuras la siguiente:

$$w_k = 1.35 \cdot w_m$$

$$w_m = s_m \cdot \varepsilon_m$$

$$w_m = \left(3 \cdot c + 0.65 \cdot \frac{\sqrt{\phi}}{\rho_{p,eff}} \right) \cdot (0.58 \cdot \varepsilon_{s_2})$$

siendo,

- w_k abertura característica de fisuras (mm)
- w_m abertura media de fisuras (mm)
- s_m separación media de fisuras (mm)
- ε_m deformación media del acero
- c recubrimiento geométrico de la armadura traccionada (mm)
- ϕ diámetro de las armaduras (mm)
- $\rho_{p,eff}$ cuantía eficaz de acuerdo con la definición de EC-2
- ε_{s_2} deformación del acero para las secciones fisuradas

8. BIBLIOGRAFÍA

1. SCHIESSL, P., "Admissible crack width in reinforced concrete structures", Preliminary Reports Tome II of IABSE-FIP-CEB-RILEM-IASSS-Coloquium, Liège, June 1975.
2. DARWIN, D. et al., "Debate: Crack Width, Cover, and Corrosion", Concrete International, V.8, No 5, May 1985, pp. 20-35.
3. PEREPEREZ, B.; BARBERA, E.; y BENLLOCH, J., "Grandeurs de fissures et corrosion". Conférence Européenne «La Fissuration des Bétons et la Durabilité des Constructions», AFREM-CEE, 1988.
4. ANDRADE, C.; MOLINA, F.J.; y ALONSO, C., "Cover Cracking as a Function of Rebar Corrosion: Part I-Experiment Test", Materials and Structures, V.26, 1993, pp 453-464.

-
16. NEJADI, S.; y GILBERT, I., "Shrinkage Cracking and Crack Control in Restrained Reinforced Concrete Members", ACI Structural Journal, V.101, No 6, November-December 2004.
 17. BEEBY, A.W., "The influence of the parameter ϕ/ eff on crack widths", Structural Concrete, V. 5, No 2, 2004.

-
5. ALONSO, C.; ANDRADE, C.; RODRÍGUEZ, J.; y Díez, J.M., "Factors Controlling Cracking of Concrete Affected by Reinforcement Corrosion", *Materials and Structures*, V.31, No. 8, 1998, pp 435-441.
 6. CAMPBELL-ALLEN, D., "The reduction of cracking in concrete", University of Sidney, May 1979.
 7. PADILLA, J.D.; y ROBLES, F., "Human response to cracking in concrete slabs". ACI Special Publications SP-30 "Cracking. Deflection and Ultimate Load of Concrete Slab Systems", American Concrete Institute, Detroit, 1971.
 8. BROMS, B., "Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members", *ACI Journal*, Proceedings V. 62, No 10, Oct 1965, pp. 1237-1255.
 9. GERGELY, P.; y LUTZ, L.A., "Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members", Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete, SP-20, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1968, pp. 87-117.
 10. FERRY-BORGES, J., "Cracking and deformability of reinforced concrete beams", *Association Internationale des Ponts et Charpentiers*, 26, 1966.
 11. BASE, G.D.; READ, J.B.; BEEBY, A.W.; y TAYLOR, H.P.J. "An investigation of the crack control characteristics of various types of bar in reinforced concrete beams", *Cement and Concrete Association*, London, 1966.
 12. BEEBY, A.W. "An Investigation of Cracking in Slabs Spanning One Way", *Cement and Concrete Association*, Technical Report No. TRA 433, London, April 1970.
 13. NAWY, E.G., "Crack Control in Reinforced Concrete Structures", *ACI Structural Journal*, V.65, No. 10, Oct. 1968.
 14. FROSCH, R.J. "Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete", *ACI Structural Journal*, V.96, No 3, May-June 1999.
 15. FROSCH, R.J. "Modeling and Control of Side Face Beam Cracking", *ACI Structural Journal*, V.99, No 3, May-June 2002.
 16. NEJADI, S.; y GILBERT, I., "Shrinkage Cracking and Crack Control in Restrained Reinforced Concrete Members", *ACI Structural Journal*, V.101, No 6, November-December 2004.
 17. BEEBY, A.W., "The influence of the parameter ϕ/ eff on crack widths", *Structural Concrete*, V. 5, No 2, 2004.

Relación de Personal Titulado de INTEMAC

Arquitectos

Benito Díez, María Pilar
Fernández Sáez, Ana María
Fraile Mora, Serafín
González Balseyro, María José
López-Nava Muñoz, Alberto Ignacio
Luzón Cánovas, José M^a
Sánchez Arroyo, Jesús M^a
Sevilla Bombín, Esther María
Sicilia Mañá, Beatriz

Ingenieros Aeronáuticos

Alonso Gordo, Ana
Hernández Pamplona, Juan Vicente
* París Loreiro, Angel
Moreno Toriz, Juan José

Ingenieros de Caminos

Baena Alonso, Eva
* Barrios Corpa, Jorge
Barrios Corpa, Roberto
Brandán Gordillo, Rubén
* Calavera Ruiz, José
Calderón Bello, Enrique
Castillo Fernández, Luis Javier
Corbacho Vicioso, José Angel
Cortés Bretón, Juan María
Corral Folgado, Claudio
De la Cuerda del Olmo, Francisco Javier
De la Fuente Gómez, Ana Isabel
Dávila Sánchez-Toscano, Suyapa
Díaz Heredia, Elena
Díaz Lorenzo, Lucía
Díaz Lozano, Justo
Díaz Pavón Cuaresma, Eduardo
Encinar Arroyo, Antonio
* Fernández Gómez, Jaime Antonio
Fernández Montes, David Constantino
García Gil, Jesús Francisco
García de Diego Cano, Eva María
González González, Juan José
González Reyero, Carlos
* González Valle, Enrique
* Hostalet Alba, Francisco
* Izquierdo Bernaldo de Quirós, José M^a
Jiménez Ortiz, Gonzalo
León Bello, Raúl
* Ley Urzaiz, Jorge
López Dormal, Mariano
Menéndez Martínez, Laura
Misol Moyano, Carolina
Pérez Blanco, José Luis
Pérez García, Noemí
Rodríguez Escribano, Raúl Rubén
* Rodríguez Romero, Jesús M^a
Rueda Contreras, Jorge Ladislao
Ruiz Jiménez-Alfaro, Felipe
Sanz Pérez, Lorenzo
Tapia Menéndez, José
Torre Cobo, María Carmen
Valdés Fernández de Alarcón, Pablo
Villanueva Ramírez, Santiago

Ingeniero en Cartografía y Geodesia
López-Canti Casas, Elisa

Ingenieros Cíviles

Almeida da Silva, Pedro Miguel
Giarrizzo, Roberto
Teixeira Martins, Hermano Tiago

Ingenieros Geólogos

Catalán Navarro, Antonio
Hernández Alvarez, José Luis

Ingeniero I.C.A.I.

Marín Estévez, Gonzalo

Ingenieros Industriales

* Alvarez Cabal, Ramón Amado
Argüelles Galán, Manuel
Arroyo Arroyo, José Ramón
Bayonne Sopo, Enrique
Borraz López, Alfonso
De la Cruz Morón, Diego
De la Iglesia Rodríguez, Beatriz Marta
Estrada Gómez, Rafael
Gasca Martínez, Antonio
González Carmona, Manuel
Ibañez Mayayo, Miguel
Liébana Ramos, Miguel Angel
López Bravo, Soraya
Mainar Durán, Alejandro
Martos Ojanguren, Víctor
Pou Esquiús, Carles
Ramírez de la Pinta, Rubén
Suárez Fernández, Antonio
* Valenciano Carles, Federico

Ingeniero de Minas

Ramos Sánchez, Adelina

Ingeniero de Montes

Carrillo Bobillo, Oliva

Dra. en Geografía e Historia

Calavera Vayá, Ana María

Licenciada en Administración y Dirección de Empresas

Perales Gómez, Natalia

Licenciado en Biología

González Llanes, José Pelayo

Licenciado en Ciencias Ambientales

Gil Esteban, Luis Miguel

Licenciado en C. Económicas y Empresariales

González Chavero, Antonio

Licenciado en Ciencias Físicas

Salas Roa, Luis David

Licenciada en Ciencias Políticas y de la Administración

Estébanez Morer, Ana María

NOTA: Todo el personal de INTEMAC trabaja en dedicación completa y exclusiva, con la excepción de las personas arriba indicadas con * a las que se autoriza la dedicación a la Enseñanza Universitaria en régimen de dedicación parcial.

Licenciados en Ciencias Químicas

Abril Fort, M^a Inmaculada
Grandes Velasco, Sylvia María
López Sánchez, Pedro
Morgado Sánchez, José Carlos

Licenciado en Derecho

Jarillo Cerrato, Pedro

Licenciados en Geología

Blanco Zorroza, Alberto
Casado Chinarro, Alejandro
Catalán Navarro, Antonio
López Velilla, Oscar
Martín López, Jesús Heliodoro
Tello Gay, Marta
Usillos Espín, Pablo

Licenciada en Filología Hispánica

Valentín Sierra, M^a Consuelo

Licenciada en Psicología

Catalá Pellón, Diana

Arquitectos Técnicos

Carrato Moñino, Rosa M^a
Díaz Lorenzo, Lucía
Fernández Jiménez, Amelía
Jiménez Salado, Borja
Montejano Jiménez, María del Carmen
Muñoz Mesto, Angel
Vicente Minguela, Francisco

Ingeniero Técnico Aeronáutico

Mainar Durán, Alejandro

Ingeniero Técnico Forestal

Carrillo Bobillo, Oliva

Ingeniero Técnico en Informática de Gestión

Esteban Pérez, Ramón

Ingenieros Técnicos Industriales

Alcubilla Villanueva, Rubén
Jiménez Rodríguez, José Antonio
Madueño López, Javier
Madueño Moraño, Antonio
Martos Sánchez, Rafael
Moratilla Gómez, José Manuel
Muñoz Gonzalo, Elena
Pérez Berenguer, José Gil

Rodríguez Luque, Ana María

Ruiz Rivera, Rafael

Villar Riñones, Jesús

Ingeniero Técnico de Minas

Fernández Terán, Francisco Javier
Sillero Arroyo, Andrés
Ingenieros Técnicos Obras Públicas
Agudo Cordobés, José Manuel
Carrero Crespo, Rafael
González Isabel, Germán
González Nuño, Luis
Llort Mac Donald, Daniel
Martínez Vicente, Cristina
Mata Soriano, Juan Carlos
Montiel Sánchez, Ernesto
Muñoz Mesto, Angel
Muriel León, Carlos
Ortiz del Campo, Natalia
Pérez Zúñiga, Daniel Basilio
Pino Vaquero, José Angel
Rivera Jiménez, Marta
Romero García, Daniel
Rosa Moreno, José Andrés
Rozas Hernando, José Juan
Sánchez Tomé, Elena
Sillero Olmedo, Rafael
Vicente Girón, Susana

Ingenieros Técnicos Topógrafos

Barragán Bermejo, M^a Vicenta
Carreras Ruiz, Francisco
López de Castro, Daniel
López Jiménez, Luis
Martínez Ochando, Eduardo
Molero Vicente, M^a Isabel
Sánchez Martín, María de la O
Torés Campos, Ana M^a

Técnicos en Administración de Empresas

Cebrián Sobrino, M^a José
González del Olmo, M^a de la Peña de F.

Técnico Superior en Internet y Comercio Electrónico

Calavera Vayá, Rafael

Técnico en Publicidad

Blanco Armas, Cristina

Topógrafo

Alquézar Falceto, Ricardo

NOTA: Todo el personal de INTEMAC trabaja en dedicación completa y exclusiva, con la excepción de las personas arriba indicadas con * a las que se autoriza la dedicación a la Enseñanza Universitaria en régimen de dedicación parcial.

CUADERNOS INTEMAC

CUADERNOS INTEMAC es una publicación trimestral, bilingüe en español e inglés, en forma de monografías que recogen trabajos realizados por los técnicos del Instituto o presentados en los Cursos y Conferencias organizados por el mismo. Los temas tratados cubren tanto el campo de las Obras Públicas como el de la Edificación y sus Instalaciones.

Precio de la suscripción Año 2009: 35 €

ULTIMOS TITULOS PUBLICADOS

Cuaderno Nº 72

"Evaluación del sistema estructural de las cuatro torres de la Castellana (Madrid) frente a la acción del viento"

Autor: R. Álvarez Cabal

Cuaderno nº 73

"Estudio experimental de la fisuración en piezas de hormigón armado sometidas a flexión pura"

Autor: Enrique Calderón Bello



CUADERNOS DE PROXIMA APARICION

Cuaderno nº 74

"Estanqueidad de ventanas"

Autores: Luzón Cánovas, J Mª y Fraile Mora, S.

Cuaderno nº 75

"Varias experiencias de tramos de ensayo en pedraplenes y rellenos todo-uno"

Autor: C. Corral Folgado

Consulte lista completa de la Colección

MONOGRAFÍAS INTEMAC

Publicación de INTEMAC con un carácter eminentemente práctico destinada a tratar temas muy concretos que, o bien presentan un nivel de problemas acusado en la práctica, o bien están insuficientemente cubiertos por la Normativa y la documentación técnica correspondientes.

MONOGRAFÍA INTEMAC Nº 5

"Mantenimiento y reparación de paramentos de hormigón".

Autores: R. Barrios Corpa, C. Beteta Cejudo, E. Díaz Heredia, Prof. J. Fernández Gómez, J. Mª. Rodríguez Romero.

Precio de la Monografía 38 €

MONOGRAFÍA INTEMAC Nº 6

"Patología, técnicas de intervención y limpieza de fábricas de ladrillo".

Autores: P. López Sánchez, J. Mª. Luzón Cánovas, I. Martínez Pérez, A. Muñoz Mesto, A. Fernández Sáez.

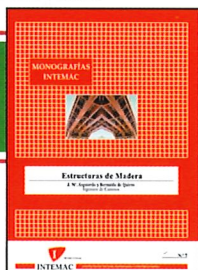
Precio de la Monografía 38 €

MONOGRAFÍA INTEMAC Nº 7

"Estructuras de madera".

Autores: J. Mª. Izquierdo y Bernaldo de Quirós.

Precio de la Monografía 38 €



NOTAS DE INFORMACIÓN TÉCNICA NIT

Con independencia de la serie Cuadernos de INTEMAC, de la que se publica un número trimestral, bilingüe en español e inglés, en INTEMAC se producen, con acentuada frecuencia, notas de información sobre aspectos concretos que pensamos que no solamente tienen una utilidad interna, sino que pueden resultar interesantes para muchos Técnicos de la Construcción.

Las Notas se envían únicamente por correo (pago por transferencia o tarjeta de crédito).

NIT-5 (06)

Influencia de la oxidación y de las manchas de mortero sobre la adherencia de armaduras de hormigón

J. Calavera Ruiz; A. Delibes; J. Mª Izquierdo y Bernaldo de Quirós; G. González Isabel

Edición en español, en color. 12 páginas
P.V.P: 14 euros



NIT-6 (07)

El previsible descenso de la seguridad en pilares con la entrada en vigor del Eurocódigo EC-2, y la necesidad de un control estricto de la calidad del hormigón en pilares

J. Calavera Ruiz

Edición en español. 10 páginas P. V. P: 12 euros

VÍDEOS TÉCNICOS Y DVD'S

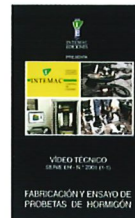
Muestreo de hormigón fresco. Fabricación y ensayo de probetas de hormigón.

Nº 2001 (1-1)

Contempla de forma completa y detallada el proceso de toma de muestras de hormigón fresco en obra, la medida de la consistencia con el Cono de Abrams, fabricación de probetas, curado en obra, transporte al laboratorio, curado en cámara, refrentado y ensayo a compresión.

Esta nueva versión del vídeo 8801 (1), introduce las modificaciones de EHE y un sistema de estudio de la distribución de presiones de la prensa sobre la probeta así como los aspectos particulares del ensayo de hormigones de alta resistencia.

30 minutos - 25 €



Fabricación y control de calidad de barras y mallas para hormigón armado.

Nº 2002 (1-2)

Muestra el proceso de laminación en fábrica de las barras y alambres, la fabricación de mallas y los ensayos de tracción, doblado, arrancamiento de nudos y determinación de las características geométricas del corrugado y el ensayo de Beam-test para la determinación de las características de adherencia.

30 minutos - 25 €



Compresión centrada en hormigón armado.

Nº 2002 (1-4)

Contempla la rotura de siete pilares a escala real, variando resistencias de hormigón desde 25 N/mm² a 100N/mm², las cuantías de armaduras, la separación de estribos y la velocidad de carga conectando todo ello con las fórmulas de cálculo.

35 minutos - 25 €



Flexión simple en hormigón armado.

Nº 2002 (1-3)

Incluye el ensayo a rotura de cinco vigas a escala real, con diferentes cuantías y diferentes desarrollos de adherencia conectando todo ello con las fórmulas de cálculo.

35 minutos - 25 €



Esfuerzo cortante en hormigón armado.

Nº 2002 (1-5)

Muestra el ensayo a rotura de cinco vigas a escala real, con diferentes formas de rotura por corte (Tracción diagonal, corte flexión, compresión diagonal, etc.) conectando todo ello con las fórmulas de cálculo.

25 minutos - 25 €



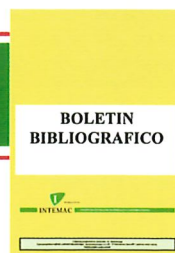
BOLETÍN BIBLIOGRÁFICO

INTEMAC viene realizando desde su fundación un BOLETÍN BIBLIOGRÁFICO para uso interno, que ofrece, en una lectura rápida, un panorama general de todas las publicaciones técnicas disponibles. Desde 1991, esta publicación bimestral, ha sido puesta a disposición del público.

EL BOLETÍN BIBLIOGRÁFICO incluye:

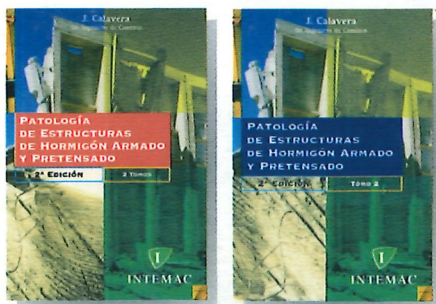
Fotocopia del índice y de los resúmenes de los artículos contenidos en las 105 revistas técnicas que se reciben en el Instituto referentes a los campos de la Edificación, Instalaciones, Obras Públicas y Urbanismo. Una sección de Normativa reciente, nacional y extranjera. Secciones de Bibliografía y Cursos. Una sección de Congresos, Reuniones Técnicas y Ferias de próxima celebración en todo el mundo.

Tarifa de suscripción anual (6 números) 200 €



Consulte otras publicaciones

www.intemac.es



Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado

2ª edición (2 tomos)

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 135 €



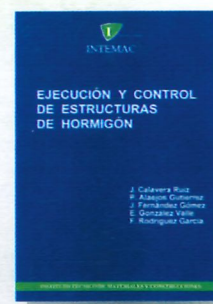
Fichas de ejecución de obras de hormigón

3ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 68 €

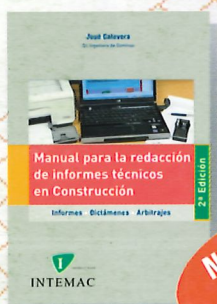
Nueva publicación



Ejecución y control de estructuras de hormigón

J. Calavera, P. Alaejos Gutiérrez,
J. Fernández Gómez, E. González Valle,
F. Rodríguez García

Precio: 113 €



Nueva edición

Manual para la redacción de informes técnicos en construcción

2ª Edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 90 €



Manual de Ferralla

3ª edición

J. Calavera, E. González Valle,
J. Fernández Gómez, F. Valenciano

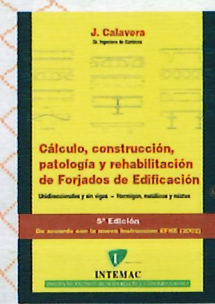
Precio: 45 €



Proyecto de estructuras de hormigón con armaduras industrializadas

J. Calavera, E. González Valle,
J. Fernández Gómez, F. Valenciano

Precio: 50 €

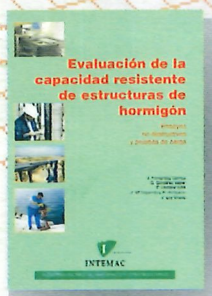


Cálculo, construcción, patología y rehabilitación de forjados de edificación

5ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

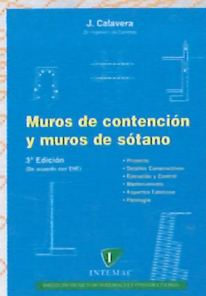
Precio: 113 €



Evaluación de la capacidad resistente de estructuras de hormigón

J. Fernández Gómez, G. González Isabel,
F. Hostalet Alba, J. Mª Izquierdo, J. Ley Urzaiz

Precio: 64 €

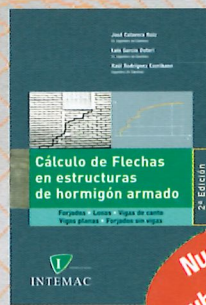


Muros de contención y muros de sótano

3ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 80 €

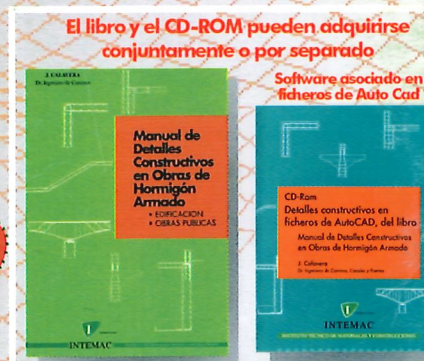


Nueva publicación

Cálculo de flechas en estructuras de hormigón armado

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos),
L. García Dutari (Ingeniero Civil),
R. Rodríguez (Ingeniero de Caminos)

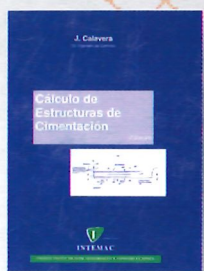
Precio: 110 €



Manual de detalles constructivos en obras del hormigón armado

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Libro: 123 € - CD-ROM 198 €

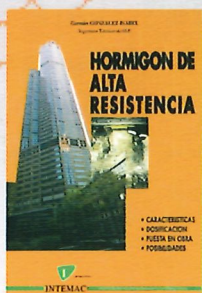


Cálculo de estructuras de cimentación

4ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

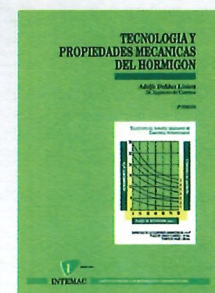
Precio: 80 €



Hormigón de alta resistencia

G. González-Isabel (Ingeniero Técnico de O. P.)

Precio: 47 €



Tecnología y propiedades mecánicas de hormigón

A. Delibes (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 57 €



INTEMAC

Mario Roso de Luna, 29, Ed. 12 - 28022 MADRID

TEL.: 91 327 74 00 • FAX: 91 327 74 20

e-mail: intemac@intemac.es

www.intemac.es