

# EN 1992. Problemas en su aplicación y posibilidades de mejora

*EN 1992. Problems in its application and suggestions for improvement*

Alejandro Pérez Caldentey\* y Hugo Corres Peiretti

*Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, FHECOR Ingenieros Consultores;  
Universidad Politécnica de Madrid (UPM), Madrid, España*

Recibido el 20 de julio de 2013; aceptado el 4 de febrero de 2014

---

## Resumen

La entrada en vigor de los Eurocódigos, que son ya la única normativa vigente en la mayoría de los países europeos, incluyendo Francia, Alemania y Reino Unido, y la idea, ya en fase de implementación a través del futuro *Código Estructural*, de que la parte de cálculo de las Instrucciones españolas de hormigón, acero y estructuras mixtas va a ser copia literal de los Eurocódigos, pone de manifiesto que la comunidad ingenieril española debe centrar sus esfuerzos en formarse para poder aplicar correctamente los eurocódigos y debe invertir energía en mejorar las futuras versiones de los eurocódigos. En este trabajo se señalan algunos problemas que se han detectado en la aplicación del Eurocódigo 2, para el proyecto de estructuras de hormigón, y se sugiere una serie de posibilidades de mejora que se han concretado en propuestas concretas transmitidas a través de AENOR al Subcomité 2 del Comité técnico TC-250 del CEN (Comité Europeo de Normalización), que es la empresa europea encargada, bajo mandato de la Comisión Europea, de la redacción de los Eurocódigos, para su consideración de cara a la nueva versión de los Eurocódigos cuya publicación está actualmente prevista para el año 2020.

*Palabras clave:* Evolución normativa; Cortante; Fisuración; CEN TC-250/SC2/WG1; Eurocódigo 2

## Abstract

The Eurocodes, which are now the only valid structural code now in force in the majority of European countries, including France, Germany and the UK, and the idea, already under implementation, that the part dealing with structural design of the future Spanish Structural Code will be a literal copy of the Eurocodes, makes it evident that the Spanish engineering community must make an effort to obtain adequate training in the application of the Eurocodes and direct its energy at improving future versions of the Eurocodes, not at producing new national standards. In this paper some problems that have been detected in professional practice when applying Eurocode 2 to structural projects are described, as well as proposing some improvements to the current text. These suggestions for improvement have been transmitted through AENOR to Sub-Committee 2 of Technical Committee TC-250 of CEN. CEN (European Committee for Standardisation), is the European company charged, under mandate by the European Commission, with the review of the Eurocodes aimed at producing a new, easier-to-use and broader generation for the year 2020.

*Keywords:* Code evolution; Shear; Cracking; CEN TC-250/SC2/WG1; Eurocode 2

---

## 1. Introducción

A partir del año 2010 y con cierto retraso en función de los distintos países, por la necesidad de definir parámetros nacionales de aplicación, se adoptaron, ya sea como normativa única (Alemania, Francia, Reino Unido, Austria), ya sea como normativa alternativa a la normativa nacional (España, Italia) los

Eurocódigos. En muchos de los países europeos se están desarrollando los primeros proyectos utilizando exclusivamente los Eurocódigos y esto hace que la experiencia de uso de esta normativa sea aún limitada. Sin embargo, poco a poco esta experiencia va poniendo de manifiesto distintos problemas que surgen en la aplicación de los mismos y las diferencias que ello supone respecto de la práctica tradicional de los distintos países.

Actualmente se está llevando a cabo la revisión de los Eurocódigos que se prevé terminar para el año 2020. Para ello, en el seno del CEN-TC250/SC2 (subcomité europeo, constituido por técnicos de todos los países, en el que se desarrolla el Eurocódigo 2) se ha creado el grupo de trabajo WG1. A través del AN/CTN-140/

---

\*Autor para correspondencia.

Correo electrónico: [apc@fhecor.es](mailto:apc@fhecor.es) (A. Pérez Caldentey).

SC2 (subcomité español espejo del CEN-TC250/SC2) se ha realizado una serie de propuestas encaminadas a hacer evolucionar los Eurocódigos en la dirección de mejorar aspectos concretos y contribuir al esfuerzo europeo para modernizar esta normativa. En este artículo se plantean algunos de estos aspectos justificando por qué deben ser objeto de revisión e indicando una posible dirección en la que puede plantearse dicha revisión.

## 2. Efecto de la distribución de la carga en la resistencia a cortante de elementos con armadura transversal

El modelo para el cálculo a cortante de elementos sin armadura transversal incluido en EN 1992-1-1 (Parte 1-1 del Eurocódigo 2 Proyecto de estructuras de hormigón) se basa en un

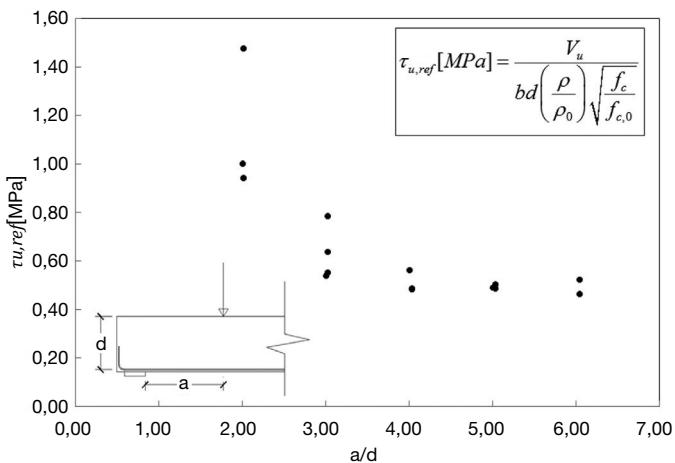


Figura 1. Ejemplo de la influencia de la relación  $a/d$  en la resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal (Ensayos de Díaz de Cossío y Siess [1]).

ajuste empírico seguro respecto de ensayos de laboratorio de elementos estructurales isostáticos sometidos a cargas puntuales. Debido a la gran influencia que tiene en la resistencia a cortante medida en este tipo de ensayos la relación entre la distancia de la carga al apoyo ( $a$ ) y el canto útil ( $d$ ), los ensayos utilizados para este ajuste cumplen la condición  $a/d > 2,50$ . En la figura 1 se muestra, como ejemplo para ilustrar este aspecto, algunos de los ensayos llevados a cabo por Díaz de Cossío y Siess de vigas sometidas a carga puntual [1] con valores de  $a/d$  variables.

Sin embargo, las cargas que solicitan a muchos de los elementos que se han proyectado tradicionalmente sin armadura de cortante no responden a este esquema, puesto que se encuentran sometidos a cargas uniformes (losas en edificios) o triangulares (muros sometidos a empujes de tierra). No es posible mantener el proyecto de muchos de estos elementos sin armadura transversal, si se aplican para su proyecto estrictamente los criterios establecidos en EN 1992-1-1. Para un análisis más profundo de este aspecto ver la referencia [2].

Por otra parte, la experimentación demuestra que la resistencia a cortante es más elevada cuando se ensayan elementos sometidos a carga distribuida e investigaciones recientes muestran que este aumento puede ser espectacular para cargas triangulares, lo cual tiene una aplicación muy clara para el proyecto de muros [3]. En el trabajo descrito en la referencia [3] se ensayaron 8 vigas, idénticas dos a dos para detectar resultados anómalos, compuestas por un voladizo compensado por un tramo anclado de tal forma que se aplicaba la carga al voladizo provocando una reacción en el anclaje trasero (ver esquema estructural en la figura 2). De esta forma el tramo de anclaje representa un voladizo sometido a carga puntual, mientras que el voladizo frontal está sometido a una carga uniforme o triangular. Los ensayos se concibieron para que la relación  $M/(V \cdot d)$ , que, para el típico ensayo de viga bi-apoyada sometida

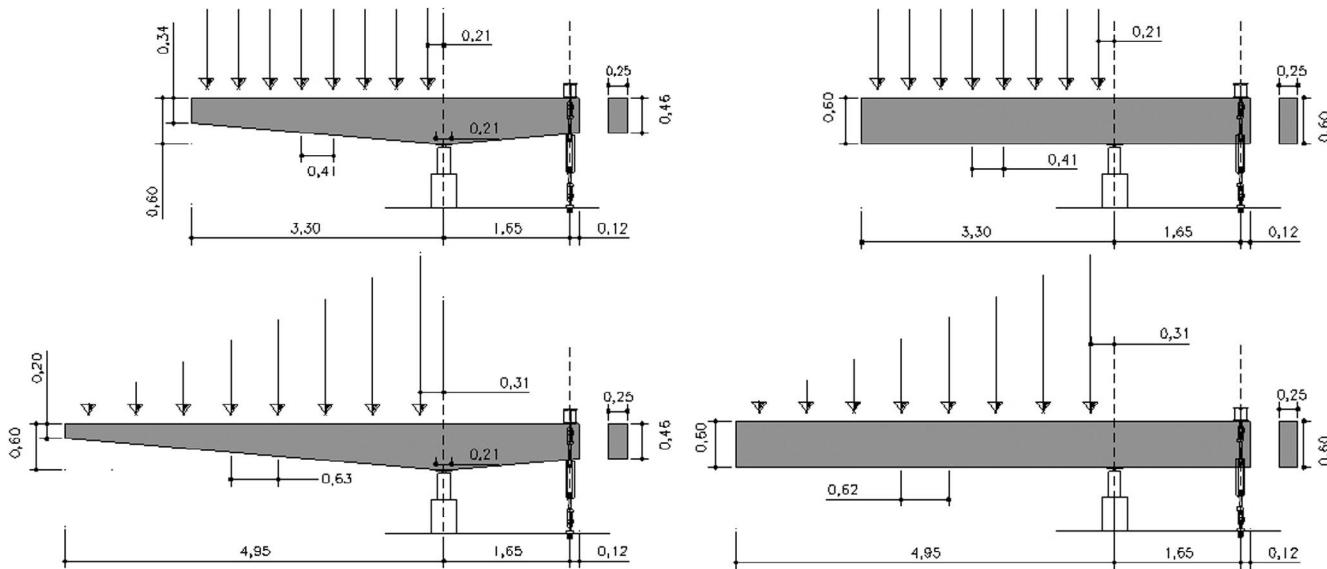


Figura 2. Esquema estructural de ensayo de los elementos de la referencia [3]. Se ensayan a cada lado del apoyo central un voladizo sometido a carga puntual y otro sometido a carga uniforme o triangular manteniendo constante la relación  $M/V$ .

a carga puntual, es igual a la relación  $a/d$ , fuera el mismo para el voladizo frontal que para el voladizo trasero. De esta forma se puede comparar en el mismo elemento con el mismo hormigón, la resistencia frente a carga puntual y a carga distribuida o triangular, eliminando una variable muy importante como es la interacción Momento-Cortante. En estos ensayos la relación  $M/V$  se tomó igual a  $1,65/0,55 = 3,0$ , un valor que es apropiado de cara a minimizar el efecto de la relación  $a/d$  en la resistencia.

Las vigas se denominaron con las letras "C" o "V" en función de si eran de canto constante o variable, seguidas de "R" o "T" en función de si el voladizo se cargaba con carga repartida o triangular y el número 1 o 2 debido a que se ensayaron dos vigas de cada tipo, como ya se ha indicado. Todas las probetas se proyectaron con una armadura de flexión compuesta por 2 barras  $\phi 26,5$  de calidad 850/1050 no pretensadas. Se usaron barras de alta resistencia para poder representar elementos con cuantías geométricas bajas (0,79% en este caso), dado que los elementos que se proyectan sin armadura de cortante tienen cuantías bajas (losas), y evitar una rotura por flexión.

Los resultados obtenidos se detallan en la figura 3. Todos los ensayos rompieron a cortante primero por el vano anclado (carga puntual). Tras esta rotura se reparaba dicho vano me-

diante placas de acero colocadas en la cara superior e inferior de la viga y cosidas mediante 6 barras  $\phi 12$ . Tras la reparación se procedía a un nuevo ciclo de carga hasta producir la rotura por el voladizo. Aquí también se produjo una rotura a cortante en todos los casos. Se observa claramente en la figura 3 que los elementos sometidos a carga distribuida resisten más que los sometidos a carga puntual. Esta diferencia es del orden de un 20% cuando la carga es distribuida, y se dispara hasta valores de más del 100% para carga triangular. Por otra parte, se observa que, para carga puntual, no existe contribución de la componente vertical de la flexión, debido a que la biela entra directamente al apoyo y este esquema es el mismo independientemente de si el canto es constante o variable. Por ello, la resistencia del vano sometido a carga puntual es la misma con canto constante o variable. Este es un aspecto que no está explícito en la normativa y que debería reflejarse dado que puede dar lugar a errores en proyecto.

En la tabla 1 se presenta un análisis más elaborado de los resultados en donde se resta a los elementos de canto variable la contribución de la componente de la flexión tomada fuera de la zona de entrada directa de la carga. Se observa que con esta corrección el incremento de resistencia en elementos sometidos a carga uniforme está entre el 20 y el 30% mientras que en elementos con carga triangular la sobre-resistencia es de más del doble, salvo para el elemento VT2 donde el valor es del 43%. No obstante, parte de esta diferencia se debe a que la resistencia de este elemento frente a carga puntual es relativamente elevada.

Si se aplica la fórmula de EN 1992-1-1 para la geometría de estos ensayos, con una resistencia del hormigón correspondiente a un valor medio de 35 MPa, la resistencia a cortante que se obtendría sería de:

$$V_R = 0,18 \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{550}} \right) \left( 100 \times \frac{7,9}{1000} 35 \right)^{\frac{1}{3}} \times 0,25 \times 0,55 \times 1000 = 120 \text{ kN}$$

Se observa que este valor está en línea con los valores más bajos obtenidos en estos ensayos (114 y 118 kN), lo cual confirma que la fórmula de EN 1992-1-1 es una buena aproximación para elementos sometidos a carga puntual alejada del apoyo.

Por otra parte, si se corrige el cortante resistente para tener en cuenta la parte de carga que entra directamente al apoyo (lo cual supone, según EN 1992-1-1, considerar el 25% del cortante

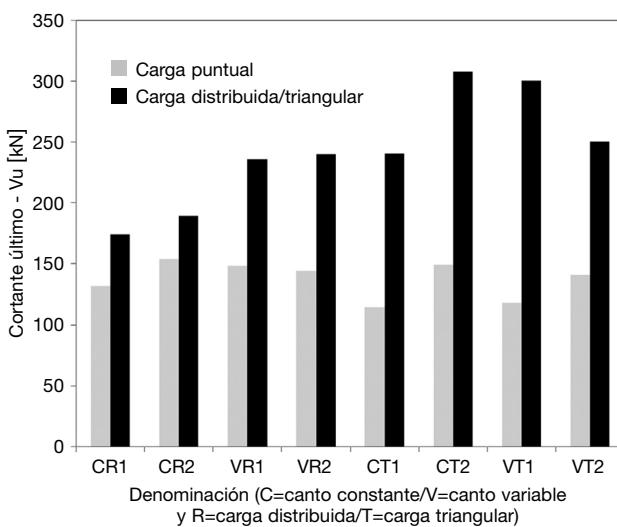


Figura 3. Resultados brutos de los ensayos de la referencia [3].

Tabla 1

Resultados brutos de los ensayos de la referencia [3]. Se corrigen los ensayos de canto variable restando al cortante resistente la componente vertical de la flexión, solamente para carga distribuida

Ensayo	Cortante último medido en ensayo			$V_{R,di}/V_{R,P}$		
	Carga puntual $V_{R,P}$ [kN] (1)	Carga distribuida (DL) $V_{R,di}$ [kN] (2)	Componente vertical de la flexión $V_{cd}$ [kN]		Ensayo (2)/(1)	Ensayo corregido (3)/(1)
CR1	132	174	0	174	1,32	1,32
CR2	154	190	0	190	1,23	1,23
VR1	148	236	45,3	191	1,59	1,29
VR2	144	240	46,1	194	1,67	1,35
CT1	114	241	0	241	2,11	2,11
CT2	149	308	0	308	2,07	2,07
VT1	118	300	57,6	242	2,54	2,05
VT2	141	250	48,0	202	1,77	1,43

situado entre el apoyo y el  $0,5d$  y un valor variable de la carga entre el 25% y el 100% del cortante para la carga situada entre  $0,5d$  y  $2d$ ) se puede obtener el cortante predicho para el ensayo por el modelo de EN-1992-1-1 a partir de la ecuación (1) para carga uniformemente repartida y a partir de la Ecuación (2) para carga triangular. En estas expresiones  $q_u$  es la carga última uniforme y  $q_{u,max}$  el máximo valor de la carga última triangular que producirán el agotamiento de la pieza de acuerdo con EN 1992-1-1,  $d$  es el canto útil y  $L$  la luz del voladizo.

$$120 = q_u \times [(L - 2d) + 0,25 \times 0,5 \times d + 0,625 \times 1,5 \times d] \quad (1)$$

$$q_u = \frac{120}{L - 0,9375d} \rightarrow V_{R,EN1992} \approx q_u L$$

$$120 = q_{u,max} \times \left[ \frac{1}{2} \left( \frac{L-2d}{L} \right)^2 + 0,25 \times 0,5 \times d \times \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{L-0,5d}{L} \right) + \right. \\ \left. + \frac{1}{2} \left( \frac{L-2d}{L} + 0,25 \frac{L-0,5d}{L} \right) \times 1,5 \times d \right] \quad (2)$$

$$q_{u,max} = \frac{120}{\frac{L}{2} + 0,375 \frac{d^2}{L} - 0,9375d} \rightarrow V_{R,EN1992} \approx \frac{1}{2} q_{u,max} L$$

En la tabla 2 se aplica este criterio a los ensayos de la referencia [3] y se comparan con los valores medidos. Se observa que EN 1992-1-1 queda siempre del lado de la seguridad.

Todos estos datos, junto con otras evidencias de más amplio espectro (ver, por ejemplo, el análisis recogido en [4]), hacen necesario el planteamiento de la inclusión del efecto de la influencia de la carga en la resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal en la futura versión de EN 1992-1-1. Para ello se está trabajando en el seno del CEN-TC250/SC2/WG1 en una propuesta concreta.

### 3. Inclusión de una formulación para el anclaje de barras mediante placa

EN 1992-1-1 no cubre el anclaje de barras mediante placa (fig. 4), una tecnología que es fundamental en muchas aplicaciones prácticas, en particular en zonas con gran congestión de

armadura. Este tipo de solución está muy extendida en particular en el proyecto de plataformas off-shore. Tradicionalmente, su cálculo se ha hecho considerando la propuesta de la norma ACI-318 [5]. Sin embargo esta propuesta presenta una serie de limitaciones debido a que su origen es empírico. Estas limitaciones son:

- 1/3 del anclaje de la barra debe realizarse por adherencia
- El acero debe tener un límite elástico inferior a 413 MPa
- El hormigón debe tener una resistencia superior a 34 MPa
- En muchos casos el recubrimiento lateral que exige el ACI-318 es excesivo

Debido a estas limitaciones, el modelo deja sin respuesta un sinfín de problemas prácticos. Con este trasfondo, FHECOR Ingenieros Consultores, junto con la UPM, colaboraron en el proyecto de investigación liderado por ARMATEK, “Investigación y desarrollo de un nuevo método de anclaje de barras de acero corrugadas en hormigón y estudio de sus aplicaciones en la construcción”, parcialmente financiado por el CDTI con el código de proyecto IDI-20110631.

Como resultado de este proyecto se desarrolló un modelo teórico, basado en una idea física, que no tiene las limitaciones del modelo del ACI-318 y que además se ajusta sensiblemente mejor a los resultados experimentales disponibles.

Este modelo parte de la formulación clásica de una carga aplicada sobre un macizo de hormigón que se aplica de forma

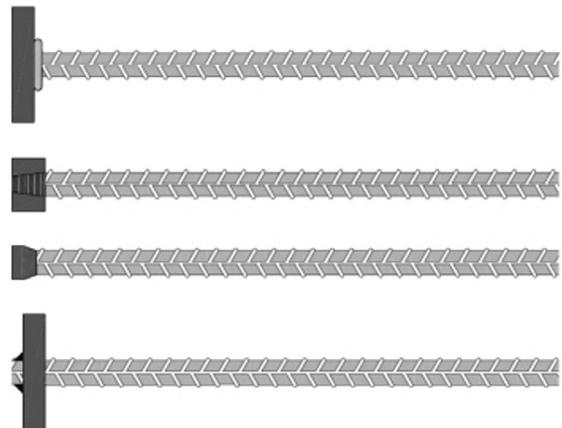


Figura 4. Distintas técnicas para producir barras ancladas con placa. De arriba abajo: soldadura por fricción, rosca cónica, remache, soldadura tradicional.

Tabla 2

Evaluación del modelo de EN 1992-1-1 teniendo en cuenta la corrección por la carga que entra directamente al apoyo

Ensayo	Carga distribuida (DL) $V_{R,di}$ [kN] (1)	L [m]	$q_{u,EN 1992-1-1}$	$V_{u,EN 1992-1-1}$	$DL-Vcd (V_{R,di})$ [kN] (3)	(3)/(2)
CR1	174	3,3	43,1	142,2	174	1,22
CR2	190	3,3	43,1	142,2	190	1,34
VR1	236	3,3	43,1	142,2	191	1,34
VR2	240	3,3	43,1	142,2	194	1,36
CT1	241	4,95	60,5	149,8	241	1,61
CT2	308	4,95	60,5	149,8	308	2,06
VT1	300	4,95	60,5	149,8	242	1,62
VT2	250	4,95	60,5	149,8	202	1,35

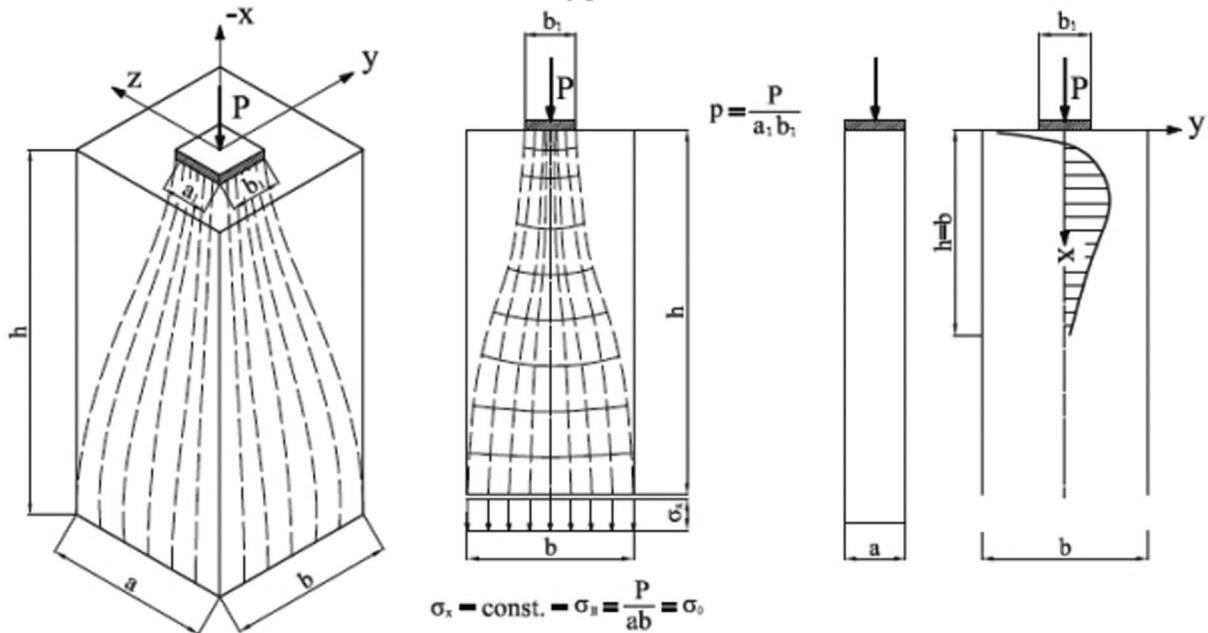


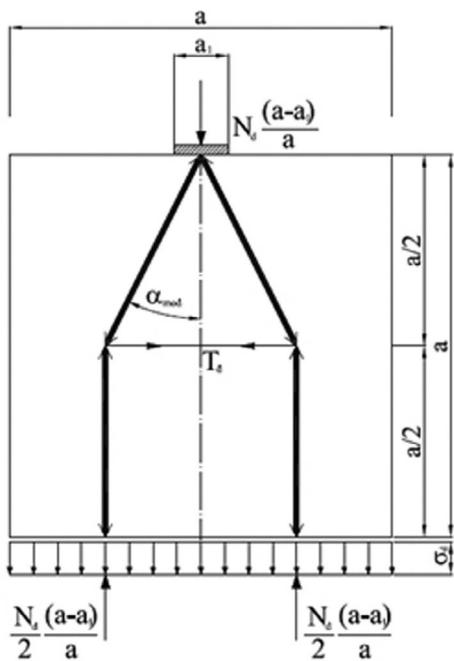
Figura 5. Carga aplicada sobre un macizo de hormigón. Definición de la notación.

habitual para dimensionar la armadura necesaria para difundir la carga (figs. 5 y 6). En el caso de una barra anclada con placa no se dispone una armadura para resistir las tracciones que se generan. Por ello el modelo se basa en estimar cuál es la resistencia a tracción del hormigón sin armadura en términos de fuerza, suponiendo un modelo tipo splitting. El modelo se basa en estimar que la superficie de hormigón que resiste la tracción es una superficie vertical y rectangular que tiene un canto igual

al ancho del bloque ( $a$ ) (cuyas dimensiones vendrán delimitadas por el recubrimiento frontal –es decir, será igual a dos veces la distancia entre el eje de la barra y el borde del bloque más próximo a la barra) y cuyo ancho corresponde a un ancho eficaz definido de acuerdo con la ecuación (3), donde  $b$  es el ancho del bloque, cuya dimensión vendrá fijada por la separación entre barras o el recubrimiento lateral (en este caso  $b$  sería igual a dos veces la distancia entre el eje de la barra y el borde paralelo a la dimensión  $a$  más próximo) y  $b_1$  es el ancho de la placa, paralelo a la dimensión  $b$ .  $\beta$  es un parámetro de modelo que se toma igual a 1,00, lo cual supone una difusión de la fuerza igual en las dos direcciones (consistente con  $\alpha_{\text{mod}} = 26,56^\circ$ ).

$$b_{\text{ef}} = b_1 + \beta a \leq b \quad (3)$$

Con estos criterios, se plantea la ecuación (4). En esta ecuación  $T_{\text{sd}}$  es la tracción solicitante, derivada del modelo de bielas y tirantes clásico, y  $T_{\text{rd}}$  es la tracción que resiste el hormigón.  $\kappa$  es un factor de modelo que tiene en cuenta que la distribución de tracciones en la sección resistente no es uniforme y adopta un valor de 2/3 que correspondería a una distribución de tensiones parabólica.

Figura 6. Difusión de la carga. Modelo de bielas y tirantes adoptado. El án-  
gulo de difusión supuesto ( $\alpha_{\text{mod}}$ ) es de  $26,56^\circ$ 

$$\begin{aligned} T_{\text{sd}} &= \frac{N_{\text{sd}}}{2} \tan(\alpha_{\text{mod}}) \left( 1 - \sqrt{\frac{a_1 b_1}{ab}} \right) \\ T_{\text{sd}} &\leq T_{\text{rd}} \rightarrow \frac{N_{\text{sd}}}{2} \tan(\alpha_{\text{mod}}) \left( 1 - \sqrt{\frac{a_1 b_1}{ab_{\text{ef}}}} \right) \leq \kappa f_{ctd} ab_{\text{ef}} \\ N_{\text{rd},2} &= N_{\text{sd}} \rightarrow N_{\text{rd},2} = 2 \times \kappa \frac{f_{ctd}}{\tan(\alpha_{\text{mod}})} \frac{ab_{\text{ef}}}{\left( 1 - \sqrt{\frac{a_1 b_1}{ab_{\text{ef}}}} \right)} \end{aligned} \quad (4)$$

La ecuación (5) muestra cómo queda la expresión de la rotura por tracción debida a la difusión con los valores numéricos de los parámetros de modelo adoptados.

$$N_{Rd,2} = \frac{8}{3} \times f_{cd} \frac{ab_{ef}}{\left( 1 - \sqrt{\frac{a_1 b_1}{ab_{ef}}} \right)} \quad (5)$$

$$f_{cd} = 0,21 \frac{\sqrt[3]{f_{ck}^2}}{\gamma_c}$$

Adicionalmente, es posible que la rotura se produzca por compresión excesiva. Esta compresión puede ser más o menos uniaxial, cuando las dimensiones de la placa se asemejan a las dimensiones del bloque, o por compresión triaxial cuando las dimensiones del bloque son muy grandes respecto de las dimensiones de la placa. Esta segunda condición viene expresada por la ecuación (6) y corresponde a un planteamiento clásico.

$$N_{Rd,1} = \min \left( f_{cd} \sqrt{\frac{ab}{a_1 b_1}}; k_{ct} f_{cd} \right) a_1 b_1 \quad (6)$$

El valor de  $k_{ct}$  adoptado normalmente por la normativa, incluyendo EN 1992-1-1, es de 3,0, o, en algunos casos 3,3. No obstante, este valor es muy conservador y en la referencia [6] el propio Leonhardt, padre de esta expresión, indica que el factor de 3,0 lleva implícito un factor de seguridad de 3. Por ello, en las comparaciones con los datos experimentales se ha adoptado un valor de  $k_{ct}$  igual a 9,0.

En la figura 7 se muestra la comparación del modelo propuesto para los ensayos llevados a cabo por De Vries [7]. Estos ensayos consisten en ensayos de pull-out profundos donde las barras se encuentran ancladas en un bloque de hormigón a una profundidad suficiente para que el tipo de rotura sea de tipo *blow-out*. Se han considerado solamente ensayos en los que no hay adherencia entre la barra y el hormigón, algo que se consi-

gue mediante un envainado de la barra hasta la posición de la placa de anclaje. Por otra parte, debido a que en [7] se especifica solamente la resistencia media del hormigón a compresión, para esta comparación, la resistencia a tracción se ha estimado a partir de la fórmula:  $f_{ct,m} = 0,3\sqrt{f_{cm}^2}$ . En la referencia [8] se demuestra que esta formulación mejora significativamente los modelos propuestos por el propio De Vries que forman la base de la propuesta del código americano ACI-318. Igualmente en dicha referencia se contrasta el modelo con 383 ensayos llevados a cabo por Niyogi [9], también con excelentes resultados.

Respecto de la seguridad del modelo, en la figura 8 se muestra la comparativa utilizando los ensayos de De Vries introduciendo la resistencia característica del hormigón (restándole a los valores medidos 8 MPa) y un coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón de 1,50. Se observa que la formulación propuesta es suficientemente segura.

A la vista de lo expuesto anteriormente, se considera una necesidad que el Eurocódigo cubra en su próxima revisión el problema de las barras ancladas con placa. Por otra parte, el modelo que se propone mejora los modelos implementados en otras normas y resulta suficientemente seguro.

#### 4. Relación entre durabilidad y abertura de fisura, en particular en presencia de recubrimientos importantes

Los elementos en contacto con tierras deben necesariamente proyectarse con grandes recubrimientos (70 mm). La formulación de fisuración de EN 1992-1-1 hace que estos elementos se vean penalizados al aumentar la separación entre fisuras con el recubrimiento, de tal forma que muchos de estos elementos y en particular los muros pantalla, vienen dimensionados por la necesidad de limitar la abertura de fisura. Esta circunstancia es relativamente paradójica puesto que se provee a estos elementos de un recubrimiento importante precisamente para mejorar sus condiciones de durabilidad.

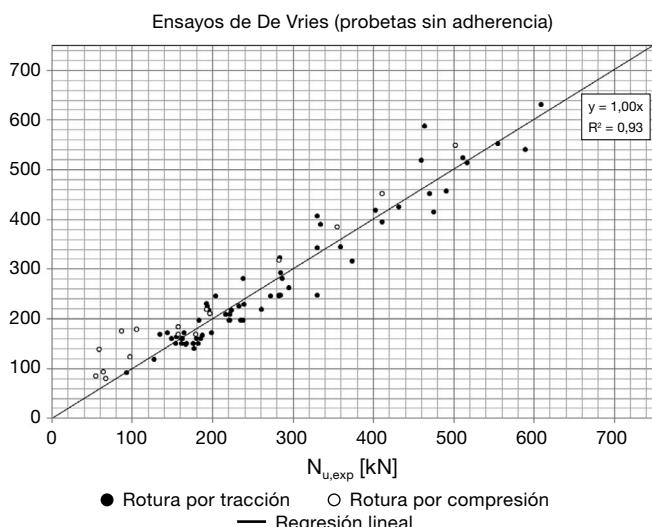


Figura 7. Contrastación experimental del modelo propuesto frente a los ensayos de referencia (De Vries [8]).

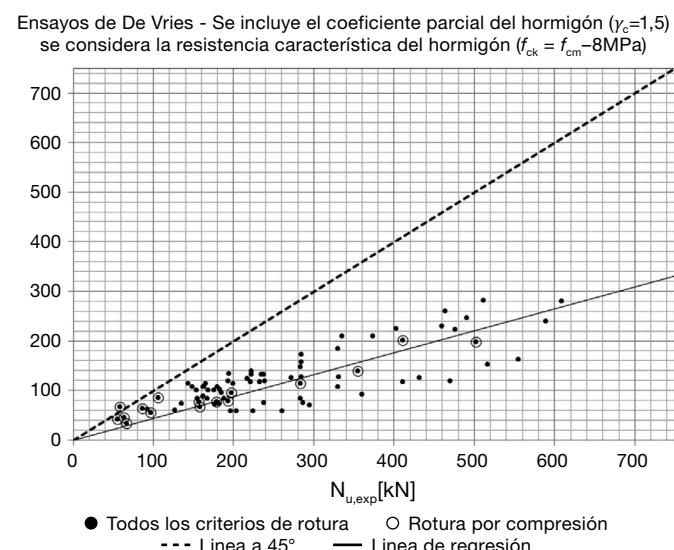


Figura 8. Seguridad del modelo evaluada utilizando los ensayos de De Vries [8].

Teniendo en cuenta este contexto, COMSA lideró el proyecto de investigación “Estudio de fisuración en muros pantalla” con la participación de FHECOR Ingenieros Consultores y el grupo de Hormigón Estructural de la Universidad Politécnica de Madrid. Este proyecto fue parcialmente financiado por el CDTI bajo el código de proyecto IDI-20080937.

Como parte de los trabajos realizados en este contexto, se llevaron a cabo ensayos a escala real en vigas simplemente apoyadas con dos voladizos, con una amplia zona de flexión constante [10,11]. Estos ensayos se concibieron de tal forma que se pudiera poner claramente de manifiesto la influencia del recubrimiento. En las figuras 9 y 10 se muestra el esquema del

ensayo y las secciones transversales de las vigas ensayadas, respectivamente.

Los ensayos se identifican con un código de 3 números del tipo  $\omega\text{-}c\text{-}s$ , siendo

- $\omega$ , el diámetro en mm
- $c$ , el recubrimiento geométrico en mm
- $s$ , la separación entre cercos en cm (este código vale 00 para los elementos que no lleven cercos en la zona central)

En la tabla 3 se muestran los valores de la abertura de fisura media y la abertura de fisura máxima medidas para una tensión

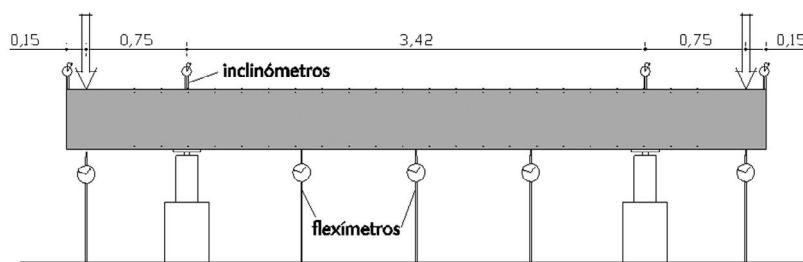


Figura 9. Esquema de ensayo de vigas a fisuración con una zona de 3,42 m sometida a flexión constante.

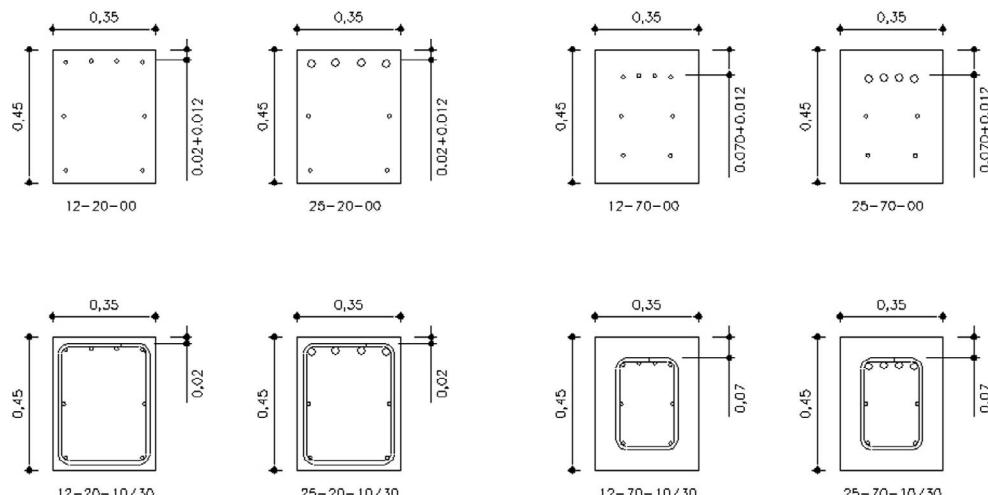


Figura 10. Secciones transversales de los elementos ensayados. Se variaron los siguientes parámetros: relación  $\phi/\rho_{ef}$  (utilizando 4 $\phi$ 12 o 4 $\phi$ 25 en la cara traccionada), el recubrimiento (20 o 70 mm) y la cuantía de armadura transversal con elementos sin cerco, con cercos a 10 cm y con cercos a 30 cm.

Tabla 3

Abertura de fisura (mm) medida (valor medio/valor máximo) y valores obtenidos por aplicación de las principales normas de hormigón estructural

Ensayo	EN-1992	MC-90	EHE/EHE-08	BS	ACI-318	Ensayo
12-20-00	0,09/0,16	0,10/0,16	0,11/0,18	0,06/0,11	0,11/0,15	0,15/0,31
12-20-10						0,19/0,33
12-20-30						0,26/0,33
12-70-00	0,19/0,24	0,16/0,24	0,20/0,34	0,15/0,25	0,25/0,34	0,28/0,42
12-70-10						0,32/0,35
12-70-30						0,39/0,49
25-20-00	0,09/0,15	0,08/0,11	0,13/0,22	0,09/0,15	0,12/0,16	0,20/0,34
25-20-10						0,16/0,29
25-20-30						0,19/0,33
25-70-00	0,20/0,35	0,09/0,14	0,25/0,42	0,24/0,40	0,30/0,40	0,35/0,61
25-70-10						0,27/0,63
25-70-30						0,34/0,64

de trabajo normal en servicio de 250 MPa. Igualmente se recogen los valores correspondientes calculados con los modelos de las principales normas de hormigón estructural. Destaca que para el recubrimiento de 70 mm, las aberturas de fisuras son excesivas, particularmente para los elementos con mayor armadura. El mejor comportamiento de las vigas menos armadas se atribuye a que el efecto de contribución entre fisuras es todavía muy importante para este nivel tensional. También se observa que los valores proporcionados por la normativa se quedan cortos.

Se plantea por tanto la pregunta acerca de si esto es realmente un problema desde el punto de vista de la durabilidad, dado que ciertamente lo será si el problema es de apariencia. La figura 11 muestra una interpretación respecto de por qué crece tanto la abertura de fisura con el recubrimiento. La fisuración en torno a una barra de acero se puede descomponer en una fisuración principal que está formada por las fisuras pasantes que llegan a la superficie del hormigón y una serie de fisuras secundarias (fisuras de Goto [12]). De esta forma la abertura de fisura es muy pequeña en la proximidad de la barra porque la diferencia de deformación entre el hormigón y el acero se absorbe por la abertura de muchas fisuras. A medida que la abertura de la fisura pasante se evalúa más lejos de la cara de la barra su valor crece debido a que se van cerrando las fisuras secundarias (ver también las referencias [13] y [14]). Por tanto, cuanto más importante es el recubrimiento menor será el número de fisuras pasantes. En el ejemplo de la figura 11 la abertura de fisura superficial será el doble en el elemento superior, que tiene más recubrimiento, respecto de la del elemento inferior, que tiene menos recubrimiento. Sin embargo, en la barra no hay ninguna razón para pensar que ambas aberturas de fisura no serán iguales.

Una forma de tener en cuenta este aspecto es exigir el cálculo de la abertura de fisura para un recubrimiento nominal (por ejemplo 25 mm, por ser éste un valor tradicional) a efectos de limitar su valor por razones de durabilidad, mientras que se haría el cálculo con el recubrimiento real a efectos de apariencia o control de las aberturas de fisura reales en obra.

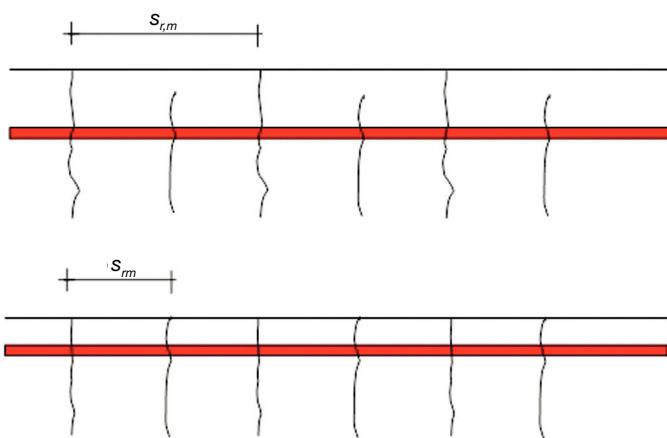


Figura 11. Separación entre fisuras superficiales en función del recubrimiento del elemento. En el elemento superior la abertura de fisura en superficie será el doble de la que se medirá en el elemento inferior. Sin embargo, a nivel de la barra, ambos elementos tendrán, en principio, la misma abertura de fisura.

## 5. Límites de esbeltez para vigas y losas

Los límites de esbeltez planteados en EN 1992-1-1 para evitar el cálculo de deformaciones llevan implícitos una serie de supuestos cuya variación influye de forma muy significativa en los valores de dichos límites [15]. En particular, la formulación actual lleva implícita una relación entre carga permanente ( $Q_{perm}$ ) y carga total ( $Q_{tot}$ ) del 60% y considera la fisuración solamente debida a la carga cuasipermanente, y no tiene en cuenta que la posible aplicación de la sobrecarga característica daría lugar a un deterioro del efecto de la contribución de la resistencia a tracción del hormigón entre fisuras. Este último supuesto, adoptado en su día para no incrementar los valores de límites de esbeltez tradicionales manejados hasta esta fecha, no es consistente con métodos constructivos muy habituales en los que se cimbran en edificios dos o tres plantas sobre las losas ya construidas induciendo en las mismas cargas que se aproximan a sus valores característicos, y ha sido criticado por Volumn [16].

En la figura 12 se muestra la influencia de la relación  $Q_{perm}/Q_{tot}$  en el valor del límite de esbeltez para un hormigón C30/37. Se observa una diferencia importante. Para una cuantía geométrica de la armadura traccionada  $\rho = A_s/(bd) = 1,5\%$ , se obtienen valores de la relación luz/flecha ( $L/f$ ) de 15,5 para  $Q_{perm}/Q_{tot} = 50\%$ , 14,1 para  $Q_{perm}/Q_{tot} = 60\%$  y 12,3 para  $Q_{perm}/Q_{tot} = 75\%$ . Hay por tanto un amplio margen de maniobra y resulta deseable incorporar esta variable en el modelo.

De la misma forma, en la figura 13 se muestra la influencia de considerar la aplicación de la carga característica o solamente la de la carga cuasipermanente a efectos de evaluar la contribución del hormigón entre fisuras. El gráfico está obtenido para un hormigón C30/37 y una relación  $Q_{perm}/Q_{tot} = 60\%$ . Se observa que la diferencia se concentra en la zona de cuantías bajas, debido a que, para cuantías altas, el efecto de la contribución del hormigón entre fisuras es mucho menos importante. Aunque la diferencia es relativamente modesta ( $L/f = 20$  si sólo se considera la carga cuasipermanente y  $L/f=19$  si se considera la carga característica), se podrían obtener valores mayores para otras resistencias y otras distribuciones de carga y se considera necesario corregir el modelo actual para adaptarlo a la consideración de unas condiciones de contribución del hormigón entre fisuras más desfavorables.

Finalmente, se hace hincapié en el carácter prestacional que debe tener la normativa moderna, de tal forma que debe ser el propietario de la estructura quien decida cuál es el límite admisible para las flechas de su estructura en función del uso que quiera darle a la misma. Queda claro que la formulación del límite de esbeltez variará de forma importante si se fija el límite de la flecha en  $L/300$  o  $L/200$  en lugar del valor adoptado actualmente de  $L/250$ .

Se propone por tanto modificar la formulación de los límites de esbeltez para tener en cuenta los siguientes parámetros, actualmente implícitos o no considerados:

- Distribución de la carga (es decir, relación  $Q_{perm}/Q_{tot}$ ).
- Aplicación de la sobrecarga característica simultáneamente con el peso propio de la estructura, con objeto de minimizar

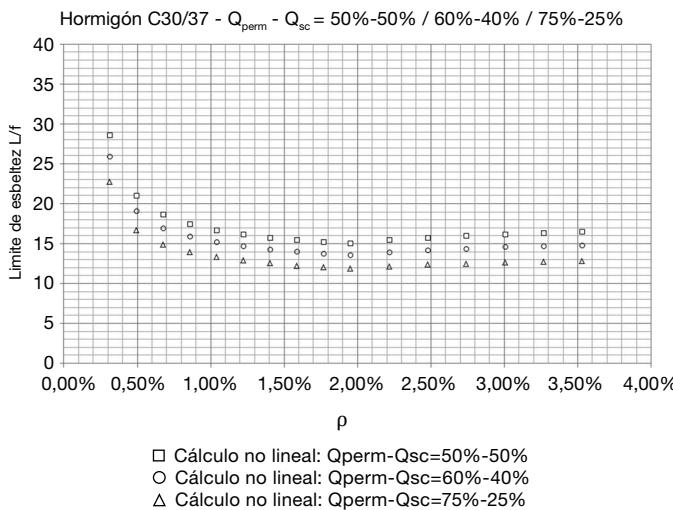


Figura 12. Influencia en el valor de límite de esbeltez de la relación  $Q_{perm}/Q_{tot}$  para un hormigón C30/37.

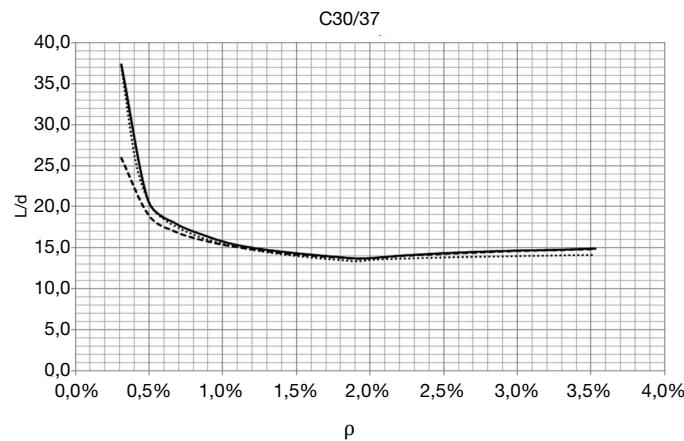


Figura 13. Influencia de la aplicación de la carga característica tras el descimbrado.

el efecto de la contribución del hormigón entre fisuras, obteniendo un modelo más conservador, dado que el modelo actual podría quedar del lado de la inseguridad.

- Generalización de la formulación para poder fijar el límite admisible de la flecha.

## 6. Conclusiones

Como se deduce del cuerpo de este artículo, el Eurocódigo de hormigón estructural EN 1992, siendo un buen documento, requiere una serie de modificaciones y adiciones importantes de cara a su aplicación práctica. En este trabajo se han detallado y fundamentado algunas de ellas, todas las cuales tienen una clara aplicación al proyecto y además suponen un impacto económico sobre las estructuras que se proyectarán en el futuro:

- Debe mantenerse la posibilidad de seguir proyectando elementos sin armadura transversal con las mismas características de otras estructuras con gran tradición y que no han generado casos de patología. Para ello debe incorporarse a los modelos de cálculo la consideración de cómo está distribuida la carga solicitante.
- Debe incorporarse un modelo para el proyecto de estructuras con barras ancladas mediante placa. Dicho modelo debe tener una base física que permita analizar geometrías habituales con distintas calidades de los materiales y debe ajustarse bien a la base empírica existente. Para ello ya existe una propuesta que se ha descrito brevemente en el apartado 3.
- Deben replantearse los límites a la abertura de fisura cuando se disponen grandes recubrimientos y el límite máximo viene dado por condiciones de durabilidad. En estas circunstancias no deben penalizarse los recubrimientos importantes porque en la proximidad de la barra la abertura de fisura en elementos con menor recubrimiento y con mayor recubrimiento serán, en principio iguales, aunque en superficie se

observen grandes diferencias. La razón hay que buscarla en el cierre de las fisuras secundarias, no visibles, a medida que la abertura de fisura se mide más lejos de la barra.

- Resulta necesario adaptar la formulación del límite de esbeltez para incluir parámetros importantes que no contempla la formulación actual. Éstos son:

- La relación Carga permanente/Carga total
- La posibilidad de fisuración temprana por aplicación de la carga característica durante el proceso constructivo
- La posibilidad de que la propiedad exija otros límites a la flecha ( $L/f = 200$  o  $L/f = 300$ ) en lugar del valor de  $L/250$  que está implícito en la formulación actual, favoreciendo una filosofía prestacional en el uso de la normativa

Debe aprovecharse la revisión de los Eurocódigos para incluir todos los aspectos anteriores de tal forma de hacer progresar la normativa, incorporando el conocimiento acumulado en los últimos años y que no estaba disponible durante el proceso de redacción de la versión actual.

## Bibliografía

- [1] Cossío RD, Siess CP. Behaviour and strength in shear of beams and frames without web reinforcement. Journal of American Concrete Institute. 1960;56(2):695-735.
- [2] Pérez Caldente A, Padilla Lavaselli PS, Corres Peiretti H. Análisis de piezas sometidas a cortante con bajas cuantías de armadura longitudinal. Estudio teórico de elementos estructurales con estas características y definición de un programa experimental de investigación. Hormigón y Acero. 2004;3.<sup>er</sup> trimestre:103-18.
- [3] Pérez Caldente A, Padilla Lavaselli P, Muttoni A, Fernández Ruiz M. Effect of load distribution and variable depth on shear resistance of slender beams without stirrups. ACI Structural Journal. 2012;109: 594-604.
- [4] Padilla Lavaselli P. Influencia de la distribución de la carga en la capacidad resistente a cortante en elementos sin armadura transversal.

- Estudio teórico y experimental. PhD thesis, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España, 2008, 456 pp.
- [5] ACI COMMITTEE 318. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute; 2008. 473 pp.
- [6] Leonhardt F. Vorlesungen über Massivbau. Berlin/Heidelberg: Springer Verlag; 1973.
- [7] De Vries RA. Anchorage of headed reinforcement in concrete. Austin: The University of Texas at Austin; 1996. p. 314. Tesis doctoral.
- [8] Pérez Caldentey A, Marchetto F, Corres Peiretti H, Iglesias Villareal J. Plate-anchored reinforcement bars: A new simple and physical model for practical applications. *Engineering Structures*. 2013;52:167-78.
- [9] Niyogi SK. Bearing strength of concrete – geometric variations. *J Struct Div*. 1973;99(ST7):1471-1490.
- [10] Pérez Caldentey A, Corres Peiretti H, Peset J. Estudio de fisuración en muros pantallas. Informe final. Proyecto de Investigación n.º IDI-20080937, parcialmente financiado por CDTI. Madrid: Ministerio de Ciencia y Tecnología; 2010.
- [11] Pérez Caldentey A, Corres Peiretti H, Peset Iribarren J, Giraldo Soto A. Cracking of RC members revisited: influence of cover,  $\phi/\rho_s$ , ef and stirrup spacing – an experimental and theoretical study. *Structural Concrete, Journal of fib*. 2013;14:68-78.
- [12] Goto Y. Cracks formed in concrete around deformed tension bars. *ACI Journal*. 1971;68:244-51.
- [13] Husain SI, Ferguson PM. Flexural crack width at the bars in reinforced concrete beams. Research Report N.º 102-1F. Austin, Texas: Center for Highway Research; 1968.
- [14] Borosnyói A, Snóbl I. Crack width variation within the concrete cover of reinforced concrete members. Epitoanyag (Building Materials, HU ISSN 00 13-970x). *Journal of the Hungarian Scientific Society of the Silicate Industry*. 2010;(3):70-74. Hungary.
- [15] Corres Peiretti H, Pérez Caldentey A, López Agüí JC, Edtbauer J. PrEN Chapter 7 - Serviceability limit states. Deflections. Supporting document. ETSICCP - UPM. Madrid 2003.
- [16] Vollum R. Comparison of deflection calculations and span-to-depth ratios in BS 8110 and Eurocode 2. *Magazine of Concrete Research*. 2009;61:465-76.