

# ANÁLISIS DE LAS FORMULACIONES SOBRE LA RESISTENCIA A CORTANTE DEL HORMIGÓN

(AN ANALYSIS OF DIFFERENT FORMULATIONS ON CONCRETE SHEAR STRENGTH)

Manuel J. Freire Tellado, Dr. Arquitecto

Departamento de Tecnología de la Construcción. Universidad de La Coruña

Fecha de recepción: 10-V-04

ESPAÑA

451-13

## RESUMEN

*El artículo realiza un análisis de las expresiones de la normativa española que permiten estimar la contribución del hormigón en la resistencia a cortante de una estructura, sugiriendo algunas precisiones, mejoras y refinamientos posibles. Seguidamente se realiza un repaso de las diferentes expresiones que planteó la normativa española a lo largo de su historia y de las versiones actuales de otras normas de reconocido prestigio, realizándose una breve discusión sobre el problema del ancho a considerar. Posteriormente se contrastan los resultados de las formulaciones españolas con los que derivan de las otras normas citadas, análisis que se realiza paralelamente sobre dos secciones, una plana y otra de canto, de iguales dimensiones y sometidas a la actuación del mismo momento flector. Finalmente se aplican las formulaciones anteriores a la sección de un forjado, estudiando hormigones de distinta resistencia con tres soluciones de armado en cada caso, comparándose los resultados obtenidos, y obteniendo algunas ¿llamativas? conclusiones.*

## SUMMARY

*In this paper, we analyse all of the formulations stated in the Spanish regulation, which allows to evaluate concrete contribution to a structure shear strength. We also offer a historical review of the different formulations included not only in the Spanish regulation, but also in the current versions of other relevant guidelines; this opens a short discussion on the problem to be considered. Afterwards, we contrast results obtained under the Spanish regulation with those obtained under other rules. A numerical analysis is done parallelly on two rectangular sections, one plane (axb) and the other being edgeways (bxa). Both have the same dimensions and are under the action of the same bending moment. Finally, the formulations previously stated are applied to a floor concrete wrought; we study different types of resistance on the concrete with three armed solutions for each case, we compare results obtained, and this leads to some curious conclusions.*

## 1. INTRODUCCIÓN

La publicación de la norma EFHE-02 [01] ha incorporado una norma más al baile legislativo que nos ha tocado sufrir, baile parcialmente justificado por el proceso de ajuste europeo y por razones de progreso técnico. Sin embargo, la situación de *interinidad* no es deseable para la normativa, por cuanto ésta precisa de una cierta estabilidad para surtir sus frutos y no cambios continuos que provoquen sensaciones de inseguridad. Lo anterior es todavía más cierto cuando las normas que inciden sobre diversos aspectos de un mismo campo responden a espíritus muy diversos, levantándose dudas sobre el origen real de sus prescripciones.

Provoca un cierto desconcierto que una norma, la EHE-98 [02], que engloba la ejecución de elementos de hormigón armado y de hormigón pretensado tan dispares como puentes con luces kilométricas, torres con alturas de varios hectómetros y pequeñas viviendas con dimensiones inferiores a la decena de metros, regule la ejecución de forjados unidireccionales ejecutados in situ, de forjados bidireccionales, de forjados de prelosas y sistemas en PI pero tenga que ser '*completada*' -cuando no *rectificada*- para la ejecución de forjados unidireccionales de viguetas prefabricadas y de losas pretensadas igualmente prefabricadas.

De esta forma, el espíritu unificador de la EHE -que reunió en una misma norma el hormigón armado y el pretensado, y que es aplicable para escalas muy diferentes- se quiebra en la práctica al desgajarse un elemento constructivo muy concreto, elemento que además que tiene una problemática definición, dado que se reduce a un (dos) tipo (s) estructural (es) concretado por su sistema de fabricación (prefabricación): si las singularidades que justifican la existencia de una normativa específica corresponden al tipo, el paraguas de la norma debería extenderse también a los elementos realizados in situ. Pero más allá de cuestiones de filosofía, sobre si una única norma debe ser dar cabida a todas las situaciones o si debe dictarse un conjunto de normas que recojan situaciones más homogéneas, la situación que se origina desprende un olor desagradable.

La extraña situación anterior, junto a las prescripciones contradictorias entre normas, resultan en el descrédito de la normativa, en la sensación de ausencia de rigor, de que la evaluación de la capacidad resistente responde a oscuras razones alejadas tanto de la teoría estructural como de la realidad experimental. Esto ocurre, por ejemplo, en el caso del cálculo a cortante, en particular de la contribución del hormigón en esta situación.

Para la comprobación a cortante de un forjado unidireccional de viguetas pretensadas, tipo de forjado amparado por EFHE-02, la expresión que proporciona la contribución del hormigón (en N) a la resistencia de la pieza toma la forma de

$$V_{cu} = 0,16 \sqrt{f_{cd}} b_0 \cdot d \quad (V_{cu} = 0,13 \sqrt{f_{ck}} b_0 \cdot d)$$

para forjados de viguetas independientemente de que cuenten o no con armadura de cortante (unidades N/mm<sup>2</sup> y mm). La expresión entre paréntesis se obtiene inmediatamente introduciendo el valor de 1,5 como coeficiente de minoración del hormigón. Para aquellas viguetas pretensadas que no cuenten con armado a cortante, la contribución del hormigón puede llegar a alcanzar el valor de

$$V_{cu} = 0,32 \sqrt{f_{cd}} b_0 \cdot d$$

esto es, la norma permite hasta un incremento del 100% para aquellas que cumplan las condiciones expuestas en el Anejo 5 -viguetas pretensadas de canto no superior a 35 cm, con espesores mínimos de alma no superiores a 60 mm y con control de producción-.

En el caso de las losas alveolares pretensadas, el segundo tipo recogido por EFHE-02, mientras el momento actuante no alcance el valor del momento de descompresión de la sección, la expresión que proporciona la contribución de la resistencia del hormigón a cortante es

$$V_{cu} = \sqrt{f_{ct,d}^2 + \alpha \cdot \sigma_{cpm} f_{ct,d}} \frac{I \cdot b_0}{S}$$

expresión derivada de la clásica fórmula de Colignon que se estudia en Resistencia de Materiales, modificada para tener en cuenta el efecto positivo de la precompresión de la pieza y limitando el valor máximo de la tensión tangencial a la resistencia a tracción del hormigón.

$$\tau = \frac{V \cdot S(y)}{I \cdot b(y)} \leq f_{ct,d}$$

Aunque no plantea dudas de interpretación, se debe corregir la errata de la norma que indica que S denota el momento estático de la sección con respecto al centro de gravedad, valor que, por definición, es cero. Asimismo se fija para la comprobación el ancho mínimo de la sección, que en este caso suele estar en la fibra media de la sección... salvo cuando se emplea una capa de compresión vertida in situ, caso para el cual la fórmula puede resultar conservadora.

Si el momento actuante supera el descompresión de la sección -nótese que EFHE-02 liga la resistencia a cortante con el momento actuante en la sección-, la expresión para la comprobación será la primera de las proporcionadas por la EHE-98 (que se recoge seguidamente), pero la comprobación se efectuará a medio canto útil del borde del apoyo -en EHE se establece a un canto útil del apoyo-.

Existen en la actualidad estudios que para placas alveolares ponen de manifiesto cómo la prolongación del armado de la placa más allá del apoyo con un pequeño vuelo incrementa la capacidad portante a cortante de la placa [03]. Si bien en el ensayo señalado los voladizos no se llegan a cargar -por lo que la modificación de las leyes de esfuerzos no es significa-

tiva-, la formulación de la EFHE-02 se vuelve problemática para un apoyo sometido a momentos negativos y, desde luego no permite tener en cuenta la mejoría que se produce.

No es fácil entender por qué se propone esta fórmula para losas alveolares pretensadas y no se introduce para el estudio de otras piezas prefabricadas que regula esta norma, singularmente viguetas pretensadas. Tampoco es fácil de explicar por qué para los forjados de viguetas prefabricadas se mantiene la fórmula de EH-91 tras el oportuno cambio de unidades y redondeo -con el valor de  $1 \text{ Kp} = 9,81 \text{ N}$ , el coeficiente es 0,1560 que se ha redondeado a 0,16- mientras que para otras situaciones EHE-98 ha modificado totalmente la formulación. Hablando de los sistemas de unidades, resultan envidiables ejemplos como los de las normas ACI -en el caso que nos ocupa, la ACI-318 r99-, cuya formulación se expresa tanto en sistema internacional como en libras por pulgada cuadrada (psi), sin que ello suponga la condena de ninguno de los dos.

La expresión siguiente proporciona, para piezas sin armado a cortante, la resistencia a cortante de acuerdo con la EHE-98

$$V_{cu} = [0,12 (1 + \sqrt{\frac{200}{d}}) \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} - 0,15 \sigma_{c'd}] b_0 \cdot d$$

que si la pieza dispone de armado a cortante, se reduce a

$$V_{cu} = [0,10 (1 + \sqrt{\frac{200}{d}}) \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} - 0,15 \sigma_{c'd}] b_0 \cdot d \cdot \beta$$

que usualmente se simplificará a

$$V_{cu} = 0,10 (1 + \sqrt{\frac{200}{d}}) \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} b_0 \cdot d$$

(compárese con la parte entre paréntesis de la primera expresión que acompaña este texto). Esto es, la norma admite un incremento del 20% -puede ser superior de acuerdo con el valor de  $\beta$ - si la pieza no precisa de armado a cortante. En las expresiones anteriores  $b_0$  es el menor ancho de la sección en una altura de  $3/4$  del canto útil contados a partir de la *armadura de tracción* (EHE-98 44.2.3 Comentarios) y  $\rho_l$  es la cuantía geométrica de la *armadura longitudinal traccionada* -por favor, ¡un nombre único!- anclada a una distancia igual o mayor que el canto útil (EHE-98 44.2.3.2.1). La expresión y las limitaciones de la norma están pensadas para B 400 -aunque no lo dice-, pero a tenor de la bibliografía [04, 05] estas expresiones deben corregirse para el acero 500 multiplicando por 1,25 la contribución y dividiendo por 1,25 el límite máximo. Por razones de intervención en estructuras existentes -en las que pudieran existir otros tipos de acero no recogidos por EHE-98-, puede ser interesante expresar estas modificaciones en función de la relación entre el límite elástico del acero empleado en la obra y el del acero B 400 de referencia (nótese que  $500/400 = 1,25$ )

La formulación propuesta incorpora el parámetro  $\xi = (1 + \sqrt{\frac{200}{d}})$  para reflejar el hecho de que las piezas de menor

canto resisten proporcionalmente más a cortante, parámetro que se refleja en el gráfico de la Figura 1 así como el efecto del canto entendido como el producto del parámetro anterior por el canto útil de la sección (Figura 2), en la cual se ha supuesto constante el espesor del recubrimiento.



Figura 1.- Variación del factor  $\xi$  en función del canto de la pieza.

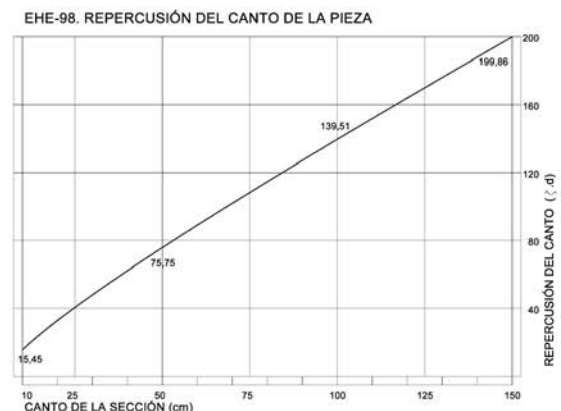


Figura 2.- Variación del producto  $\xi \cdot d$  en función del canto de la pieza.

Sin embargo, la formulación propuesta por la norma resulta presenta un problema de consecuencia cuando, en el apartado 44.2.3.2.2, al establecer la contribución de la armadura de cortante señala

*z: Brazo mecánico. A falta de cálculos más precisos puede adoptarse el valor aproximado  $z=0,90 \cdot d$ .*

Y posteriormente, en *Comentarios* expone

$$y \text{ la contribución de la armadura será } V_{su} = A_{90} f_{y90,d} 0,90d$$

El valor considerado para el brazo mecánico es tradicional en vigas de canto, pero para elementos de pequeño canto, especialmente vigas planas, el brazo mecánico es inferior, con valores de referencia del orden de  $0,73 d \sim 0,80 \cdot d$ . De esta forma la simplificación que realiza la norma conduce a sobreestimar la capacidad resistente de los elementos de pequeño canto.

Resulta llamativo que en la expresión anterior no intervienen los coeficientes de minoración, de tal forma que se vuelve independiente del nivel de control contraviniendo el planteamiento general de la norma en cuanto a seguridad. Si bien en situaciones de proyecto el tema no tiene mucha trascendencia -el coeficiente de minoración del hormigón es de 1,3 para situaciones accidentales y de 1,5 en otro caso-, sí es relevante en la peritación de secciones cuando se producen situaciones de reducción de resistencias -o incremento de cargas-: el técnico debe extrapolar para poder introducir un menor coeficiente de seguridad como consecuencia de la menor indeterminación que presenta un hormigón colocado frente a una prescripción sobre el papel [06]. Podría señalarse también la consideración purista sobre la 'estética' de la fórmula, en la que resulta extraña la mezcla de valores característicos y de cálculo.

EHE-98, en su apartado de Control, admite aquellos hormigones que cumplan que  $f_{ck,est} \geq 0,90 f_{ck}$  y teniendo en cuenta que las probetas testigo suelen dar lugar a resultados un 10% inferiores a los de las probetas enmoldadas, se pueden comparar las resistencia a cortante que tendríamos en proyecto y en una campaña de información sobre esa estructura supuesta desconocida -haciendo abstracción del problema de cómo estimar la resistencia característica en ensayos de información de estructuras-, tratándose en ambos casos de la misma estructura admisible de acuerdo a la norma. Las resistencias del hormigón calculadas en ambos casos estaría en la proporción

$$\sqrt[3]{\frac{0,90 \cdot 0,90 \cdot f_{ck}}{f_{ck}}} = 0,932$$

caída de resistencias que no sería tal con la formulación corregida tomando un coeficiente de minoración corregido para el caso de evaluación de estructuras.

La discrepancia en los resultados de las formulaciones contenidas en EHE-98 y EFHE-02 expuestas anteriormente es notable. Sirva como ejemplo la comparación entre un forjado de viguetas prefabricadas -al que es aplicable EFHE-02- con un forjado de viguetas in situ -de aplicación EHE-98-. En este caso, para un forjado de 28 cm de canto con vigueta de 12 cm de ancho armada con 2  $\theta$  12 y suponiendo un hormigón HA-25, el cortante máximo se iría hasta 3,95 t (38,75 kN) en el primer caso frente a 1,87 (18,34 kN) del segundo.

Nótese que en la norma no se hace mención al hecho de que la sección del forjado prefabricado supone la puesta en contacto de dos hormigones diferentes, prefabricado e in situ, con condiciones de contacto y relleno de los nervios que pueden ser dudosas. Existen referencias [07] que, para el caso de vigas con secciones compuestas, proponen hacer resistir la totalidad del cortante a cada parte. Esta solución el autor la deriva de la referencia [08].

No se puede dejar de señalar, sin embargo, que EHE-98 es la norma de obligado cumplimiento en el campo del hormigón armado y pretensado. Esto implica que no sólo se empleará para proyectar estructuras sino que se tiene que aplicar también a la evaluación de estructuras existentes.

A este respecto, no se pueden dejar de reflejar algunas situaciones curiosas que ponen en evidencia las teorías estructurales. Sirva como ejemplo cierto edificio de viviendas de los años cincuenta sito en La Coruña. El edificio ocupa en planta baja la totalidad del solar, mientras que en las plantas destinadas a viviendas la profundidad es inferior. La parte que no está ocupada por viviendas se resolvió como cubierta plana transitable, construida con forjados unidireccionales sobre

pórticos de hormigón armado de tres vanos, con unas dimensiones de vigas de 30x60 cm y una luz de unos 6,00 m el vano central (Figura 3). Se pudo constatar cómo en el vano central el recubrimiento de la armadura de la cara inferior se había desprendido y ¡la propia armadura de tracción se encontraba sin tensión! Sin embargo, ni el forjado ni el pavimento de la azotea -solidario con el resto- mostraba rastros de fisuras. Nótese que con la formulación actual del cortante de EHE-98 la ausencia de armadura en tracción conduce a una resistencia a cortante nula del hormigón, y, en lo tocante a los cercos, ¿cómo admitir su contribución si carecen de anclaje efectivo y el mecanismo de celosía no se puede desarrollar? Obviamente, las observaciones anteriores se refieren a la zona central, dado que del estado de la armadura superior no se puede decir nada al no ser visible.

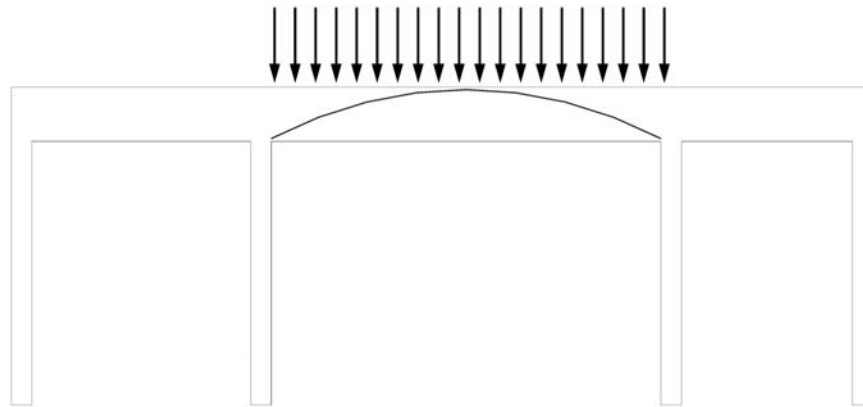


Figura 3.- Croquis del pórtico referido.

La aplicación de otros criterios de resistencia con un HA-15 conducen a valores de cortantes de cálculo de 8,33 t por el método clásico, 8,51 t de EH-91, 4,30 de EC-2 y 9,23 de ACI-318 -compárense estos valores con el valor 0,00 de EHE-98 y con el esfuerzo de cálculo, del orden de 1,6x6 t, valor obtenido suponiendo una carga de 2 t/m. Se puede plantear también otra explicación para este comportamiento dentro del campo plástico, mediante la generación de un arco de descarga dentro del canto de la viga al estar el deslizamiento de los apoyos coaccionado por los vanos extremos del pórtico, explicación sin duda influenciada por la lectura de Heyman [09]: con un canto útil de 0,90 h (54 cm) resulta una compresión sobre las bielas de hormigón de 94,6 kp/cm<sup>2</sup> (9,08 N/mm<sup>2</sup>).

Es éste otro de los puntos a plantear en los temas de cortante en edificación. Existen referencias [10] en que bajo ciertas condiciones - relación luz/canto inferior a 8, apoyos directos, cargas uniformemente repartidas aplicadas directamente- permiten la minoración del esfuerzo cortante, aún en situaciones isostáticas multiplicándolo por el valor

$$\eta = \frac{l}{8 h}$$

para tener en cuenta la formación de un arco de descarga, obligando, en este caso, a prolongar la armadura de tracción hasta el apoyo y garantizar su anclaje. En el ámbito de la edificación, las situaciones hiperestáticas son las usuales, lo que lleva a que, en muchas situaciones, se puedan desarrollar mecanismos de arco no por la presencia de un tirante, sino por la coacción horizontal que introducen los apoyos. Si los beneficios introducidos por el trazado catenario de los tendones se consideran en el pretensado, o en ciertas formulaciones -como la ya citada y otras que se detallan seguidamente- se considera la favorable contribución al efecto arco que supone la armadura continua actuando como tirante, por qué no admitir la situación favorable de un dintel interior de un pórtico frente a este mismo dintel en situación isostática? Y ¿por qué no incorporar esta posibilidad a la formulación?

Abundando en el tema, en el campo del acero se han desarrollado estudios que tienen en cuenta las ventajas de la rigidización transversal de los extremos de una viga ante tensiones tangenciales, ¿por qué no considerar esta rigidización en estructuras de edificación donde muchas veces existen físicamente como nervios de atado o de borde?

## 2. FORMULACIONES ANTERIORES

Es quizás el punto de la resistencia a cortante del hormigón el sino de la normativa española: cada revisión se ha complacido en modificar las expresiones propuestas para esta comprobación. Así podemos recordar que las expresiones -con unidades kp y cm-

$$V_{cu} = 0,5 \sqrt{f_{cd}} b_w \cdot d \quad EH - 82 \quad 39.1.3.2.2.$$

la norma permite incrementar este valor en caso de armadura longitudinal de tracción superabundante y en caso de axil de compresión, pero sin superar el doble de este valor.

$$V_{cu} = 0,25 \sqrt{f_{cd}} b_w \cdot d \cdot \xi (1 + 50 \rho_l) \xi = 1,6 - d \geq 1 \rho_l \leq 0,02 \quad EH - 82 \quad 39.1.4.2.2.$$

para el caso de placas y losas sin armaduras transversales. En caso de disponer este tipo de armado se empleará la fórmula previa.

La EH-88 mantiene estas fórmulas, pero EF-88 permite ampliar este valor al doble para los tipos estructurales que regula, esto es

$$V_{ul} = \sqrt{f_{cd}} b_w \cdot d \cdot \xi (1 + 50 \rho_l) \xi = 1,6 - d \geq 1 \rho_l \leq 0,02 \quad EF - 88 \quad 6.3.3.$$

si bien la comprobación se realizará en el borde del apoyo.

EF-96 -ya en las unidades de la norma actual, N y mm- llevó el valor del cortante hasta

$$V_{cu} = 0,32 \sqrt{f_{cd}} b_w \cdot d \left[ \sqrt{f_{cd}} b_w \cdot d \left( \frac{kp}{cm^2} \right) \right]$$

para los forjados de viguetas sin armadura de corte, dejándolo en la mitad de este valor si se empleaban éstas. En el primer caso y previa justificación experimental permitía incrementarlo hasta el valor establecido por EF-88.

Para las losas alveolares (6.3.3.2) planteaba expresiones especiales, diferentes dependiendo de si el momento actuante era inferior al de descompresión de la sección

$$V_{cu} = \sqrt{f_{ct,d}^2 + \alpha \cdot \sigma_{cpm} f_{ct,d}} \frac{I \cdot b_0}{S}$$

o de si lo superaba

$$V_{ul} = 0,08 \cdot \sqrt{f_{cd}} b_w \cdot d \cdot \xi (1 + 50 \rho_l) \left(1 + \frac{M_o}{M_d}\right) \xi = 1,6 - d \geq 1 \rho_l \leq 0,02 \quad EF - 96 \quad 6.3.3.2.$$

## 3. OTRAS FORMULACIONES ACTUALES

Un vistazo a referencias cercanas servirá para ampliar aún más el abanico de formulaciones propuestas.

Eurocódigo EC-2 [11] propone el valor

$$V_{cu} = [\tau_{rd} (1,2 + 40 \rho_l) k - 0,15 \cdot \sigma_{cp}] b_w \cdot d$$

donde, tras sustituir y operar resulta,

$$\tau_{rd} = 0,035 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

fórmula que se ha obtenido del apartado 4.3.2.3, adecuando el signo de las tensiones axiales al criterio de EHE-98, y sustituyendo en la fórmula el valor de la resistencia tangencial de cálculo básica de acuerdo con 3.1.2.3 de EC-2.

En la expresión anterior  $b_w$  es el ancho mínimo de la sección a lo largo del canto útil y  $k$  un parámetro de valor

- vigas con  $d > 60$  cm ó más del 50% de la armadura discontinua,  $k=1$
- vigas con  $d \leq 60$  cm y más del 50% de la armadura continua de lado a lado,  $k=1,6 - d/100$ .

Muy avanzada la redacción de estas líneas se aprobó el Proyecto de Norma Europea Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón 2004, en versión inglesa, estando en fase de adaptación nacional estos momentos. En esta propuesta se modifica radicalmente la expresión que permite evaluar la resistencia del hormigón, que -aceptando las sugerencias del texto- se expresa ahora como -considerando la compresión positiva-

$$V_{cu} = \left[ \frac{0,18}{\gamma_c} \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} - 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d$$

con el valor mínimo de

$$\left[ 0,035 \sqrt{f_{ck}} \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)^{\frac{3}{2}} - 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d$$

$b_w$  es ahora el ancho mínimo de la sección transversal en la zona traccionada. La expresión es prácticamente coincidente con la de EHE-98, pero se introduce un valor mínimo de resistencia y se mantiene la seguridad de forma explícita.

ACI-318 r99 [12] es más optimista -y más constante-, dado que, de acuerdo con su Capítulo 11, para secciones sometidas a flexión y cortante -y tras introducir el factor de seguridad- toma un valor -versión en sistema internacional-

$$V_{cu} = \frac{0,85}{6} \sqrt{f'_c} b_w \cdot d = 0,85 \cdot 0,1667 \sqrt{f'_c} b_w \cdot d$$

valor que puede aumentarse hasta el valor

$$V_{cu} = \frac{0,85}{7} \left[ \sqrt{f'_c} + 120 \cdot \rho_w \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right] b_w \cdot d \leq 0,85 \cdot 0,3 \sqrt{f'_c} b_w \cdot d$$

limitado a un incremento máximo del 80%.

Para situaciones en las que existe un axil de compresión se escribe

$$V_{cu} = \left( 1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \frac{0,85}{6} \sqrt{f'_c} b_w \cdot d$$

valor que también puede ser incrementado en caso de análisis más detallado. La notación  $f'_c$  representa la resistencia del hormigón especificada en proyecto, y  $b_w$  el ancho del alma o el diámetro de la sección circular.

Se ha comprobado que esta formulación se mantiene -con pequeñas acotaciones- en las ediciones ACI 318 M83 revisión del 86; ACI 318 M89, revisión del 92 y revisión del 95. Desde el punto de vista del usuario, se agradece el mantenimiento de la formulación, sobre todo ante el comportamiento satisfactorio de ésta.

En las formulaciones anteriores, el estudio independiente del cortante se ha visto corregido para tener en cuenta las interrelación con los otros esfuerzos a los que está sometida la pieza, avanzando hacia el estudio del estado tensional tridimensional de la pieza.

#### 4. EL ANCHO A CONSIDERAR

La cuestión parece baladí mientras se piensa en secciones resistentes con forma rectangular, doble T o incluso T. Si el alma posee un ancho de alma variable como es habitual en forjados in situ, afinar en el tema puede suavizar algunos problemas (Figura 4). Pero si la sección es en T invertida, en L o circular, el problema se vuelve trascendente.



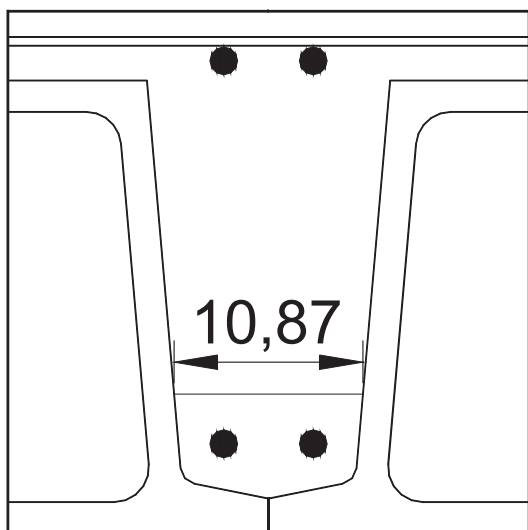


Figura 4.- Ancho a considerar en un forjado in situ.

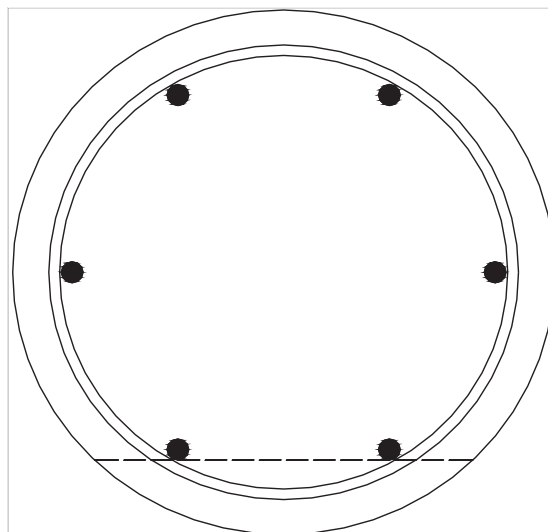


Figura 5.- Ancho a considerar en una sección circular.

Las secciones en T invertida y en L han experimentado un impulso considerable de la mano de las alveoplastas (Figura 6). Son soluciones que admiten bien la prefabricación de la parte inferior -con lo cual al problema del ancho añadiríamos el del contacto entre hormigones diferentes-, si bien también se pueden realizar totalmente in situ. Se podría pensar en un tratamiento simplificado como sección rectangular -como se hace en el caso de las vigas aunque se introduzcan en ellas las cabezas de las viguetas-, pero en este caso no es una introducción puntual, sino que es una situación continua y además el elemento introducido cuenta con huecos importantes en su parte central -como se ha intentado reflejar en el gráfico-

En lo tocante a la sección circular, la Figura 5 aclara perfectamente el problema, tanto más relevante cuanto mayor dimensión del pilar y mayor nº de barras de armado, si bien el uso de este tipo de secciones se suele restringir a los pilares en los que el cortante no suele ser determinante.

La normativa española mantiene en este caso el criterio a lo largo de sus revisiones:  $b_0$  es el menor ancho de la sección en una altura de 3/4 del canto útil contados a partir de la armadura de tracción (EHE-98 44.2.3 Comentarios). Por contra, EC-2 era, hasta su última revisión, más conservadora: empleaba en su formulación el valor  $b_w$ , ancho mínimo de la sección a lo largo del canto útil. En la última versión, en el que se considera el ancho mínimo de la zona traccionada de la sección, gana en precisión lo que pierde en comodidad.

ACI-318 introduce una distinción interesante: emplea en el cálculo un valor que corresponde con el ancho del alma  $o$ , en el caso de una sección circular, con el diámetro, cuestión que simplifica notablemente el tratamiento de este tipo de sección, dado que en otro caso para obtener este ancho mínimo lo más cómodo es realizar el dibujo a escala y medir éste. En cuanto a la repercusión de esta simplificación no parece que en este tipo de sección tenga gran trascendencia.

Salvada la consideración anterior, el criterio español es el que permite arañar alguna resistencia suplementaria con respecto al resto. En las situaciones de T invertida y L indicadas la posibilidad se circunscribe exclusivamente a situaciones de momentos positivos, dado que en caso contrario la armadura de tracción está colocada en la zona estrecha de la sección.

En el ejemplo anterior se plantean dos secciones con una diferencia de 1 mm, suficiente para provocar el cambio del ancho mínimo a considerar. Se ha supuesto un recubrimiento mecánico de 5 cm (3+0,8+1,2), con un armado correspondiente al momento límite supuesto en B 400 S. Verificar que el anclaje sea suficiente como para que se desarrolle la capacidad mecánica estimada es un tema que no se puede omitir -en las líneas siguientes se facilitan otros datos de los cálculos realizados-. Además se han incluido los valores resultantes de las formulaciones de ACI-318 y de EC-2 y que ponen de manifiesto la repercusión de la diferencia de criterio en lo tocante al ancho útil (Tabla 1) -si bien a igualdad de ancho útil EHE-98 resulta ser la más rigurosa-.



La disparidad anterior muestra que para el aprovechamiento de la resistencia a cortante de éstas se impone la experimentación. Más aún cuando se analiza la contribución de la armadura, de la cual una parte considerable no es tenida en cuenta en el cálculo con el modelo actual. Recordar que, en flexión simple, las tensiones tangenciales tienen su valor máximo a la altura de la fibra neutra y que ésta -en vigas como las que acabamos de analizar- se sitúa en la parte más ancha de la sección, animan a abordar la experimentación. Además, el cálculo en agotamiento garantiza que la resistencia de una sección compuesta es superior al de la suma de partes, razón por la que se podría estar tentado a considerar la actuación de elementos independientes (alma y los dos recrecidos laterales) que aportasen resistencia a la pieza (Figura 7).

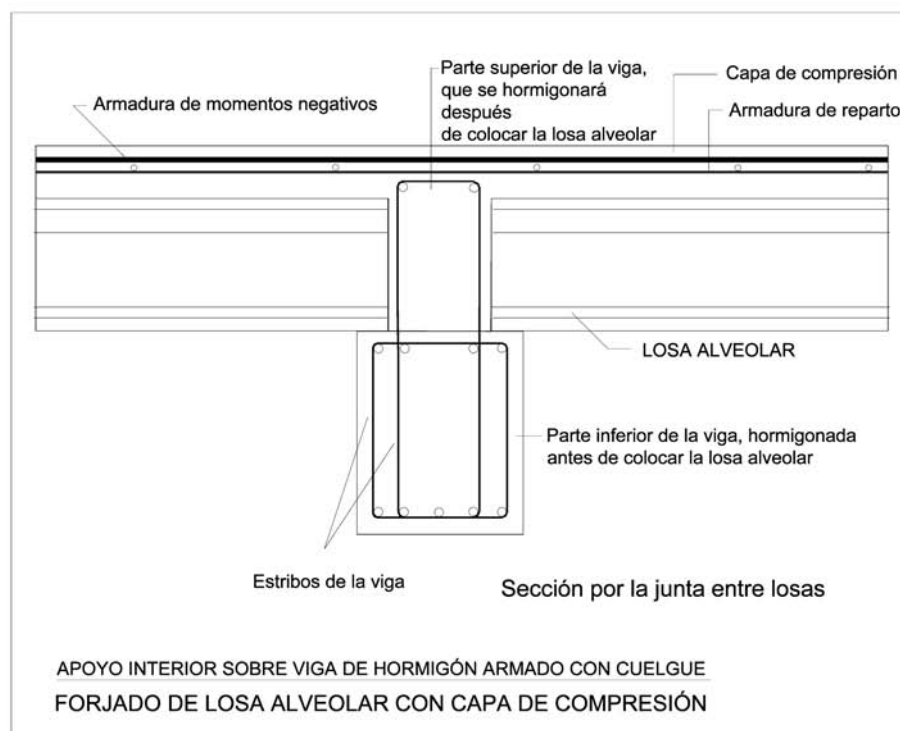
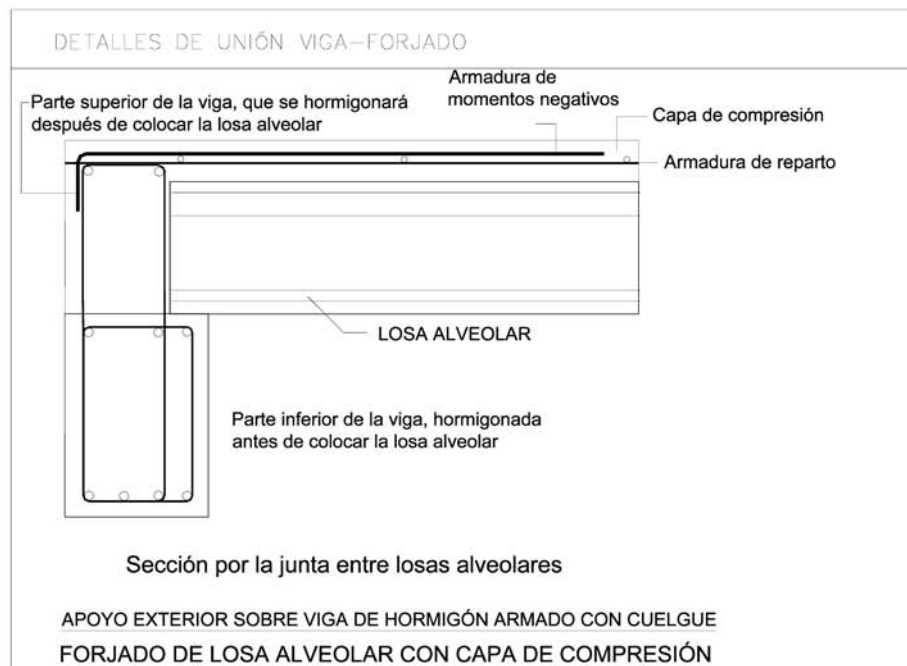


Figura 6.- Secciones L y T en vigas para apoyo de losas alveolares.

TABLA 1

HA-25 / CRITERIO	VIGA h=104,99 (25x25+40x79,99)	VIGA h=105 (25x25+40x80)
Clásico	23,311	23,311
EH-91	16,645	26,634
EHE-98	13,586	19,108
EC-2	15,252	15,252
EC-2 pr 04	22,929	22,929
ACI-318	18,051	18,051
Valores en toneladas.		

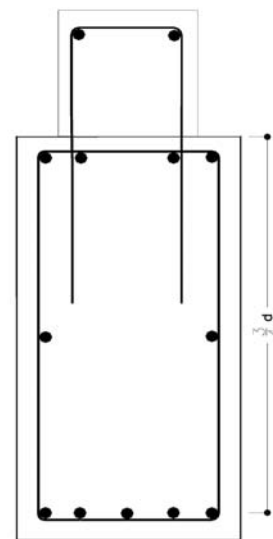


Figura 7.- Croquis de la sección sometida a debate.

## 5. RESISTENCIAS DE VIGAS PLANAS Y DE CANTO.

Para comprender las repercusiones de la exposición anterior, se van a realizar una serie de ejemplos de acuerdo con las formulaciones anteriores.

El primer caso que se propone es el cálculo de la resistencia del hormigón a cortante de acuerdo con las diferentes formulaciones en dos secciones, una plana y otra de canto, de igual área y sometidas a la actuación de un pequeño momento flector. Las secciones propuestas son una sección de canto de 30x60 cm<sup>2</sup> y una sección plana de 60x30 cm<sup>2</sup>; sometidas a la actuación de un momento flector de cálculo de 16,02 m.t, esto es, un momento nada elevado para cualquiera de las dos secciones (Figura 8).

La sección de canto de 30x60 cm<sup>2</sup> cuenta con una armadura de tracción de 2φ12+2φ20 (capacidad mecánica de 30,46 t sobre 30,47 t necesarias); mientras que la segunda, la viga plana de 60x30 cm<sup>2</sup>, está armada con 3φ14+5φ20 (72,46 t sobre 72,42 precisas). En ambos casos el acero es B 400 S, considerando un recubrimiento mecánico de 3,5 cm. Con los resultados de las formulaciones anteriores se construye la Tabla 2, donde los valores están dados en toneladas.

Para la obtención del criterio clásico -la fórmula de Colignon- utilizado exclusivamente como referencia, se ha limitado el valor de la tensión tangencial a la resistencia a tracción del hormigón con un coeficiente de seguridad de 3/1,6 considerando efectiva toda la sección (entre paréntesis figuran los valores que se obtienen tomando como coeficiente de seguri-

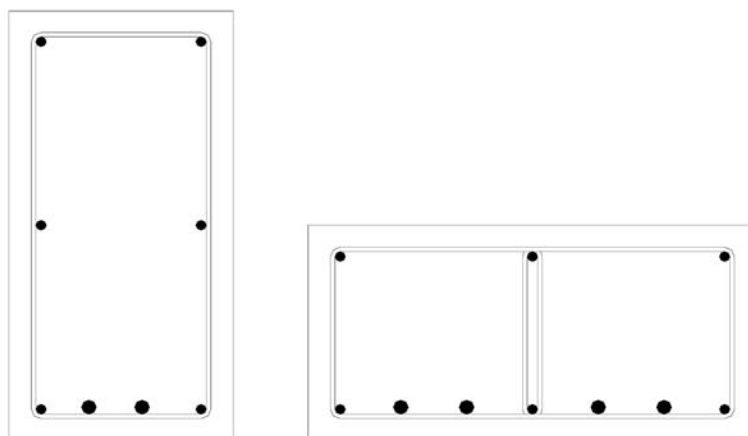


Figura 8.- Croquis de las secciones consideradas en el estudio.

TABLA 2

16,02 mt / HA-25 / CRITERIO	VIGA CANTO 30x60	VIGA PLANA 60x30
Clásico	11,714 (7,321)	11,714 (7,321)
EH-91	11,286	10,587
EHE-98	6,413	9,612
EHE-98 Sin armadura de corte	7,696	11,534
EC-2	7,247 (7,501)	8,3 (11,081)
EC-2 pr 04	7,696	11,534
ACI-318 R99	12,239	11,481
Valores en toneladas.		

dad 3). El criterio es de adoptar el coeficiente 3/1,6 deriva de considerar que el coeficiente de mayoración de acciones se aproximará a este valor, por lo que para poder hacer una mínima comparación entre los métodos es preciso hacer una adaptación entre los dos criterios de seguridad -en este caso, reduciendo el coeficiente de seguridad del método clásico en un valor aproximado del coeficiente de mayoración-.

En el caso del Eurocódigo EC-2, el valor entre paréntesis corresponde a la situación en que más del 50% de la armadura se lleva corrida de lado a lado, posibilitando la formación del efecto arco. Ya se ha sugerido la posibilidad de adoptarse un criterio similar por formación de efecto arco debido a la indesplazabilidad de los apoyos en dinteles interiores de pórticos múltiples de edificación.

En el caso de la norma ACI los valores corresponden al primero de los criterios de esta norma expuestos. Si se supone un dintel con 5,35 m de luz y carga uniforme de 3,5 t/m, los valores que resultarían para el cortante aplicando la segunda de las fórmulas que propone serían de 11,161 y 10,589 t respectivamente, esto es, inferiores a los anteriores. Pese a ello la norma indica que la comprobación general es válida salvo casos singulares.

La lectura de los resultados anteriores pone de manifiesto algunas cuestiones. Por una parte, y para una situación de igual momento aplicado, los criterios comprobación de EH-91 y ACI-318 asignan mayor resistencia al hormigón de la viga de canto que al de la plana, mientras que EHE-98 y EC-2 lo hacen al contrario. En valores absolutos, es notoria la dispersión de resultados -para la viga de canto, ACI 318 R99 permite un valor casi doble que EHE-98-.

En lo tocante a la comparación de resistencias entre vigas de canto y planas, es conocido el hecho de que las piezas de menor canto resisten proporcionalmente más a cortante. Sin embargo, el momento aplicado se aproxima al momento límite para la viga plana y produciría, por tanto, una fisuración relevante, mientras que para la viga de canto el momento es aún pequeño, razón que induce a desear ensayos que ratifiquen estos resultados. Es también de destacar que para esta situación de cuantía de la viga plana -que ya no es despreciable- la fórmula de EH-91 se sitúa entre los dos resultados que ofrece EHE-98, mientras que para la viga de canto es notablemente superior.

El problema es más relevante por cuanto algunos estudios experimentales sobre el cortante [13] hablan de capacidades portantes superiores a las previstas por las normas. Así en las páginas 3-4 de esta referencia se afirma:

*Ensayos de los profesores de la UPV Serna, Fernández y Sosa sobre vigas planas de 75x25 cm armadas con 7φ25 HA -22,5 y sin cercos a cortante: minusvaloración entre el 26% y el 47 %.*

Además, tampoco se conocen casos de patología estructural reciente debida a cortante, afirmación todo lo matizable que se quiera por cuanto es cierto que la existencia de patología no es algo que se pregone precisamente.

Se propone seguidamente aumentar el momento flector de cálculo actuante hasta 21,85 m.t. -se aproxima al momento límite de la viga plana, 23,79 m.t.- Se mantienen las secciones anteriores, pero ahora los armados de tracción son  $3\phi 16+8\phi 20$  para la viga plana de 60x30 (capacidad mecánica de 111,1 t sobre 110,08 t necesarias) y de  $1\phi 12+2\phi 16+2\phi 20$  para la viga de canto de 30x60 (40,76 t sobre 42,61 t). En estas condiciones, los resultados son los que recoge la Tabla 3.

En estas condiciones EHE y EC-2 ya pueden resultar el criterio más ventajoso en vigas planas.

Para profundizar el análisis, y, simplemente como mera hipótesis, se considera que el mismo par de secciones se encuentran sometidas a un momento flector de cálculo de 43 m.t. En este caso se considera un acero B 500 S, siendo los armados considerados de  $3\phi 16+5\phi 20$  para la viga de canto de 30x60 (96,41 t sobre 95,71 necesarias) y de  $3\phi 16 + 8\phi 25$  a tracción para la segunda, la viga plana de 60x30 (201 s/204 t), siendo necesario un armado de compresión de 89,56t ( $3\phi 14 + 5\phi 20$ : 90,14) (Tabla 4).

En el caso de EHE-98 los valores entre paréntesis corresponden a los resultados que se obtienen al considerar las correcciones de cuantía que se indican en la bibliografía -si bien no figuran en la norma-. En el caso de la viga plana los dos valores son iguales por superarse el límite de cuantía de la norma. Este límite de cuantía significa para la viga plana  $31,8 \text{ cm}^2$  de acero B 400 S, esto es  $10\phi 20$  (algo más que  $6\phi 25 + 1\phi 16$ ) y 33,9 para la viga de canto, esto es casi  $7\phi 25$ .

TABLA 3

21,85mt / HA-25 / CRITERIO	VIGA CANTO 30x60	VIGA PLANA 60x30
Clásico	11,714 (7,321)	11,714 (7,321)
EH-91	11,286	10,587
EHE-98	7,068	11,083
EHE-98 Sin armadura de corte	8,481	13,3
EC-2	7,600 (7,866)	9,623 (12,846)
EC-2 pr 04	8,481	13,300
ACI-318	12,239	11,481
Valores en toneladas.		

TABLA 4

43,00 mt / HA-25 / CRITERIO	VIGA CANTO 30x60	VIGA PLANA 60x30
EH-91	11,286	10,587
EHE-98	8,755 (9,431)	11,158 (11,158)
EC-2	8,857 (9,167)	9,70 (12,95)
EC-2 pr 04	10,506	13,390
ACI-318	12,239	11,481
Valores en toneladas.		

Como se ve ACI-318 es la más permisiva de las normas para vigas de canto, seguido del nuevo proyecto de EC-2, mientras que en vigas planas se invertirían los resultados (si se hace abstracción de la posibilidad de llevar corrido de lado a lado semejante armado, hipótesis que colocaría por delante a EC-2). Es relevante que, pese a la fuerte fisuración que se produciría en la viga plana, EHE-98 y EC-2 continúan facilitando resistencias al corte superiores a la viga de canto, lo que a este técnico no le resulta tranquilizador. En lo referente a la resistencia asignada a la viga de canto, la expresión asignada a la contribución de la cuantía, con el armado descrito.

## 6. AUMENTO DE RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

Se completa el estudio modificando el tipo de hormigón, que ahora se toma como HA-50 armado con B 500 S y sometido al mismo momento flector anterior (43 m·t). Los armados considerados de  $6\phi 20$  para la viga de canto de  $30 \times 60$  (83,59 sobre 83,72 t precisas) y de  $3\phi 20 + 8\phi 25$  para la segunda, la viga plana de  $60 \times 30$  (215,9 sobre 214,94 t precisas) no siendo necesario el armado de compresión (Tabla 5).

TABLA 5

43 mt / HA-50 / CRITERIO	VIGA CANTO 30x60	VIGA PLANA 60x30
EH-91	15,961	14,972
EHE-98	10,518 (11,331)	14,059 (14,059)
EC-2	13,500 (13,973)	15,398 (20,557)
EC-2 pr 04	12,622	16,870
ACI-318	17,308	16,236
Valores en toneladas.		

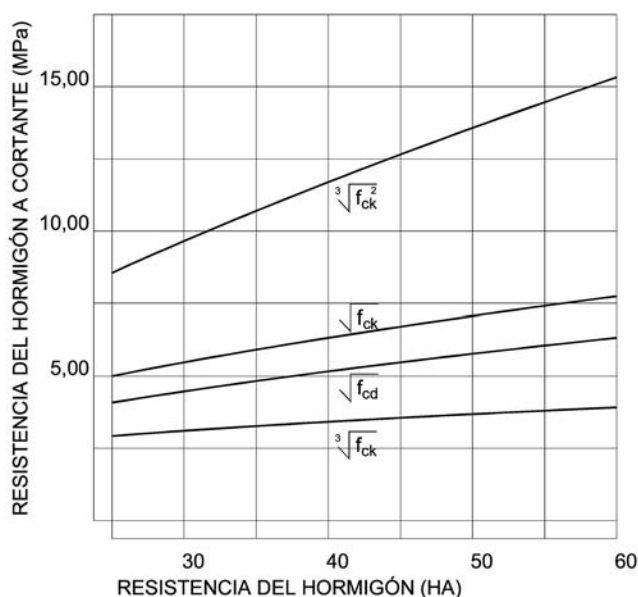


Figura 9.- Resistencia del hormigón a cortante en función de la resistencia a compresión simple.

Como en el caso anterior, los valores entre paréntesis colocados en la fila de EHE corresponden a los valores obtenidos considerando la corrección indicada en la bibliografía. Para cuantías altas, como las que se dan normalmente en vigas planas, los criterios de EHE-98 y EC-2 resultan más favorables que los de EH-91. La consideración del efecto pasador que permite EC-2 con cuantías altas da lugar a que este criterio sea el más favorable de todos los contemplados. Sin embargo, en cuantías bajas - como las que suelen darse en vigas de canto-, los criterios de EH-91 y ACI-318 son, sin duda, los más favorables.

Dado que el comportamiento de las formulaciones se expresa de forma proporcional a potencias diversas de la resistencia característica -o de cálculo- del hormigón, el comportamiento de las formulaciones es sensible a este valor. Esto es especialmente claro si se comparan los comportamientos de EC-2 y EHE-98, dado que son funciones con exponente  $2/3$  y  $1/3$  respectivamente. La variación se muestra en la Figura 9, donde también se representa la variación que correspondería a EH-91 y a ACI-318, que

se sitúan entre las curvas de las dos anteriores. EC-2 resulta, como ya se intuía en los resultados anteriores, muy sensible a la calidad del hormigón.

Para finalizar este apartado se plantea la resistencia de ambas secciones sometidas a sus momentos límites respectivos y capacidad mecánica estricta para un HA-25 (momentos límite de 54,07 m·t y de 23,79 m·t; capacidad mecánicas de 130,58 y 122,49 t) Los resultados se transcriben en la Tabla 6. Los valores entre paréntesis de EHE corresponden a las consideración de los factores 0,12 y 0,10 respectivamente

TABLA 6

HA-25 / CRITERIO	VIGA CANTO 30x60	VIGA PLANA 60x30
EH-91	11,286	10,587
EHE-98	12,183 (10,153)	13,39 (11,587)
EC-2	10,341 (10,703)	9,70 (12,95)
EC-2 pr 04	12,183	13,39
ACI-318	12,239	11,481
Valores en toneladas.		

## 7. CÁLCULO A CORTANTE DE UNA VIGUETA IN SITU SIN ARMADURA DE CORTE

Para completar el estudio se analiza los resultados correspondientes a una vigueta de forjado de 300 mm de canto de la sección, con un ancho mínimo de 120 mm. El recubrimiento mecánico se considera variable según el armado dispuesto (21 mm para 2 $\phi$ 12, 23 mm para 2 $\phi$ 16 y 25 mm para 2 $\phi$ 20) supuesta la existencia de elementos de protección del hormigón.

Se estudia la repercusión de los distintos hormigones, para tres situaciones de armado diferentes (2 $\phi$ 12, 2 $\phi$ 16 y 2 $\phi$ 20) a base de acero B 500 S

En estas condiciones, se ha calculado la resistencia a cortante de la sección para los distintos armados y los distintos hormigones señalados, expresada en kN (Tabla 7).

Además, y como valores de referencia, se facilitan los valores resultantes para otras normas de cálculo vigentes en la actualidad: EFHE-02/EH-9; Eurocódigo EC-2 (en el supuesto de armadura interrumpida) y la ACI-318 r99 americana.

En el estudio no se consideró el incremento de capacidad portante que permite EFHE-02 para elementos sin armado a cortante, por cuanto los resultados son suficientemente claros: si sólo en el caso de viguetas fuertemente armadas y con el hormigón de menor resistencia es más permisiva la formulación de EHE-98 que la de EFHE-02 [imagínense la diferencia si encima se aplica la posibilidad de esta norma de duplicar el valor de resistencia!]

Puede resultar chocante que los valores de EFHE-02 y ACI-318 se reduzcan al aumentar la cuantía, pero esta situación se produce debido a la disminución del canto útil. Sin aplicar los posibles incrementos de resistencia de EFHE-02, ACI-318 es la más generosa -en valores comparables a EFHE-, mientras que EC-2 y EHE-98 van parejas: en los casos de hormigones de mayor resistencia es más favorable EC-2; en los hormigones de menor resistencia lo es EHE-98. Como quiera que en forjados no suele recurrirse a hormigones de mucha resistencia, se considera más favorable EHE-98.

## 8. CONCLUSIONES

- La formulación de la contribución del hormigón a cortante en la normativa española del hormigón armado ha sufrido numerosos cambios a lo largo de la historia. Si bien son indudables las razones de progreso técnico, se debería procurar una mayor permanencia.

TABLA 7

Hormigón	Armado	EHE-98	EFHE/EH-91	EC-2	EC-2 pr 04	ACI-318
HA-25	2 $\Phi$ 12	17,088	21,869	14,73	19,036	23,715
	2 $\Phi$ 16	20,636	21,712	16,75	22,988	23,545
	2 $\Phi$ 20	22,525	21,556	19,371	26,590	23,375
HA-30	2 $\Phi$ 12	18,159	23,956	16,634	20,228	25,978
	2 $\Phi$ 16	21,929	23,785	18,914	24,428	25,792
	2 $\Phi$ 20	23,936	23,613	21,875	28,257	25,606
HA-35	2 $\Phi$ 12	19,116	25,876	18,434	21,295	28,06
	2 $\Phi$ 16	23,085	25,69	20,962	25,716	27,859
	2 $\Phi$ 20	25,199	25,505	24,242	29,746	27,658
HA-40	2 $\Phi$ 12	19,986	27,662	20,15	22,264	29,997
	2 $\Phi$ 16	24,136	27,464	22,913	26,886	29,782
	2 $\Phi$ 20	26,346	27,266	26,499	31,100	29,567
HA-45	2 $\Phi$ 12	20,786	29,34	21,796	23,156	31,817
	2 $\Phi$ 16	25,102	29,13	24,785	27,963	31,589
	2 $\Phi$ 20	27,4	28,92	28,664	32,346	31,361
HA-50	2 $\Phi$ 12	21,529	30,927	23,382	23,983	33,538
	2 $\Phi$ 16	25,999	30,706	26,588	28,863	33,298
	2 $\Phi$ 20	28,38	30,484	30,75	33,057	33,057

Valores en kN

- Se debería reescribir la formulación de la resistencia a cortante del hormigón contenida en EHE-98, tanto por razones de coherencia con el planteamiento general de la norma en lo tocante a la seguridad estructural como por razones estéticas. Asimismo debería corregirse el lapsus que se comente en la explicación del significado de S.

- Por razones de coherencia interna y para mantener un grado de precisión similar en ambos desarrollos, se debería matizar el valor del canto útil que la norma propone al evaluar la resistencia a cortante de la armadura en relación con la expresión que se propone para la contribución del hormigón

- A la hora del deslinde de tipos estructurales que establece la EFHE-02 se antoja muy extraño la mezcla de tipo + sistema de fabricación: llama poderosamente la atención que un el tipo forjado de viguetas prefabricadas + capa de compresión in situ quede cubierto por la norma cuando no lo está el forjado de viguetas y capa de compresión in situ, lo que redundaría en fórmulas de dimensionado diferentes.

- En el caso de la edificación arquitectónica, donde habitualmente las soluciones son marcadamente hiperestáticas, se apunta la idea de la introducción de un factor que permita tener en cuenta este efecto, del mismo modo que EC-2 tiene en cuenta la armadura corrida para mayorar la resistencia a corte.

- Las nuevas tipologías de vigas que surgen como consecuencia de la aplicación de las losas alveolares demandan una reconsideración del ancho mínimo de nervio a considerar.

- De las referencias analizadas, la norma ACI-318 r99 americana -además de permitir el empleo de dos sistemas de unidades diferentes- es la que asigna una mayor capacidad resistente al hormigón, con valores superiores aunque parecidos a EH-91.



- La comparación de dos secciones, plana y de canto, sometidas a la actuación del mismo momento flector, provoca extrañeza cuando la norma EHE-98 asigna mayor capacidad resistente a la sección plana, pese a encontrarse ésta al límite de su resistencia a flexión.

- Sólo en situaciones de secciones fuertemente armadas la formulación de EHE-98 resulta ventajosa frente a la formulación básica de EFHE-02, por lo que aun sin considerar el incremento de capacidad resistente por ausencia de armadura de corte de esta norma, siempre resulta ventajosa esta última norma en las situaciones usuales de edificación.

## REFERENCIAS

- [01] *Instrucción para el Proyecto y Ejecución de Forjados Unidireccionales de Hormigón Estructural, EFHE-02, RD. 642/02, de 05-07-02* (M. Fomento, BOE 06-08-02)
- [02] *Instrucción de Hormigón Estructural (EHE)*. R. D. 2661/98, de 11 de diciembre. M. Fomento. Madrid, 1999.
- [03] Zulueta, A.; Lacort, A. *Incidencia de la longitud de anclaje de la armadura de tracción en la resistencia a cortante de las losas*. Boletín Técnico-Informativo Aidepla. Agosto de 2002, pp 4-14.
- [04] Calavera. *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado para Edificios. Adaptado a la EHE. Tomo II*, Ed. INTEMAC, Madrid, pp. 163.
- [05] *Guía de aplicación de la Instrucción de Hormigón Estructural en Edificación*. Comisión Permanente del Hormigón. Ministerio de Fomento, 1º Ed. Octubre 2002.
- [06] Freire Tellado, M. *Criterios para la evaluación de estructuras de hormigón armado*. Revista Hormigón y Acero (Pdte. publicación)
- [07] Calavera. *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado para Edificios. Tomo II*, 2º Ed. INTEMAC, Madrid, pp. 194-195.
- [08] Calavera. *Cálculo, Construcción y Patología de Forjados de Edificación* (32.9).
- [09] Heyman, Jacques, 1995. *Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica*. Instituto Juan de Herrera . MOPTMA, Madrid. Capítulo 8, la construcción 'gótica' de la antigua Grecia; traducción de Gothic Construction in Ancien Greece. Journal of the Society of Architectural Historians 3, 1972 pp 3-9.
- [10] *Norma Alemana del Hormigón. Citada -p. 352-* por Amillategui, F.; Pericot, C.; Curso de Hormigón Pretensado. E.T.S.I.C.C.P. Madrid, 1.986.
- [11] *Eurocódigo nº 2. Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas Generales y Reglas para edificación*. Versión Española: AENOR, 1993.
- [12] *Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI-318*. American Concrete Institute (Revisión de 1.999).
- [13] *Regalado Tesoro, Florentino Cortante y Punzonamiento: teoría y práctica* (propuestas alternativas a la EHE) Cype Ingenieros S. A., Alicante 1999.

\* \* \*