

Estados límites de servicio*

Enrique Mirambell
 Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
 E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos
 Universidad Politécnica de Cataluña
 Hugo Corres Peiretti
 Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
 E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos
 Universidad Politécnica de Madrid
 FHECOR Ingenieros Consultores

1. INTRODUCCION

La presente ponencia se enmarca dentro de un objetivo global que es el de difundir el texto recogido en el Eurocódigo 4 (EC4), relativo al proyecto y ejecución de Estructuras Mixtas. Ya más concretamente, esta ponencia se centra en el capítulo dedicado a estados límites de servicio, exponiéndose lo recogido allí y analizándolo de una forma algo más exhaustiva, de cara a facilitar la comprensión del mismo.

El ámbito de aplicación del capítulo dedicado a estados límites de servicio, se enfoca hacia la comprobación del estado límite de deformaciones y del estado límite de fisuración. Quedan excluidos aquí todos aquellos aspectos relacionados con los estados límites de servicio de losas mixtas con chapa metálica, los cuales se recogen en el capítulo 7 del EC4, y aquellos aspectos relativos al estado límite de vibraciones, que no se contemplan en este documento.

2. GENERALIDADES

Dentro de la filosofía del método de los estados límites, en servicio debe verificarse que

$$E_d \leq C_d \quad [1]$$

en donde E_d es el valor de cálculo del efecto de las acciones, determinado para las combinaciones de acciones contempladas, y C_d es el valor nominal o una función de determinadas propiedades de los materiales, relativa al efecto de las acciones consideradas.

Las combinaciones de acciones que hay que considerar en la verificación de los estados límites de servicio son [EC4, Art. 2.3.4 (2)]:

Combinación poco probable:

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [2.a]$$

Combinación frecuente:

$$\sum G_{k,j} + \psi_{1,i} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [2.b]$$

Combinación casi permanente:

$$\sum G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [2.c]$$

A partir de dichas combinaciones de acciones y mediante el pertinente análisis estructural, se obtiene el valor de cálculo E_d , el cual se comparará con el valor límite nominal C_d . De ahí, el que, por una parte, se incida en cómo obtener el valor de cálculo E_d —una flecha máxima, una abertura de fisura— y, por otra, se incida en cuáles deben ser esos valores límites que no hay que sobrepasar para asegurar así un buen comportamiento de la estructura en servicio, atendiendo a razones funcionales de uso, a razones de durabilidad y a razones de carácter estético.

En lo que se refiere a los valores de C_d , éstos vienen sancionados por la práctica y la experiencia previa. En lo relativo a la determinación del valor de cálculo E_d , cabe señalar que el cálculo tensodeformacional de estructuras mixtas en estado límite de servicio debería considerar los siguientes efectos:

a) Efectos relativos al comportamiento no lineal de los materiales:

—Fisuración y contribución del hormigón entre fisuras (“tension stiffening”), especialmente

* Jornada de presentación del Eurocódigo 4. “Estructuras mixtas de hormigón y acero”, 8ª Ponencia.

en las zonas de momentos negativos.

—Plastificación del acero estructural, especialmente en aquellas estructuras no apeadas durante la construcción, en las cuales el acero debe soportar el peso del hormigón fresco.

—Plastificación del acero de la armadura pasiva, en zonas de momentos negativos.

b) Efectos diferidos:

—Retracción del hormigón.

—Fluencia del hormigón.

c) Efectos relacionados con la conexión hormigón-acero estructural:

—Aumento de la flexibilidad de la pieza, derivado de una interacción incompleta hormigón-acero estructural.

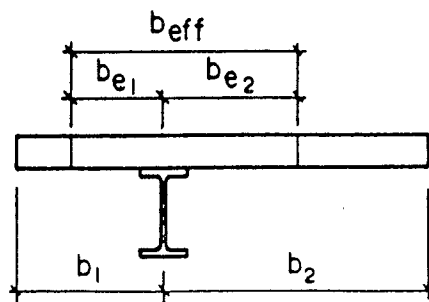
d) "Shear lag".

—Deformación por cortante, en alas de la sección de losa de hormigón.

Todos estos factores están citados en el Eurocódigo 4. No obstante, es importante señalar que, en estructuras construidas de forma evolutiva, la evaluación de tensiones y deformaciones es muy sensible a factores como el módulo de deformación del hormigón, la evolución de los coeficientes de retracción y fluencia del hormigón, la edad del hormigón en el momento de la puesta en carga (tesado) y la propia secuencia de montaje de la estructura. Todo ello permite concluir que, para este tipo de estructuras, la verificación de los estados límites de deformabilidad y de fisuración debería contemplar el procedimiento constructivo de la estructura. Un análisis riguroso de la influencia de este aspecto necesita la utilización de modelos de análisis avanzado de estructuras, que contemplen la no linealidad de los materiales y, sobre todo, el comportamiento diferido de éstos y el esquema estructural evolutivo, lo cual permitirá cuantificar las redistribuciones tensionales tanto a nivel sección como a nivel estructura.

3. ESTADO LIMITE DE DEFORMACIONES

Las deformaciones no deberán afectar al uso



$$b_{e1} = \frac{L_0}{8} \leq b_1$$

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

Fig. 1. Ancho eficaz de la losa de hormigón.

y funcionalidad de la estructura y a su apariencia, y no deberán sobrepasar unos límites aceptables, límites éstos que, por otra parte, dependerán lógicamente de la propia rigidez de los elementos no estructurales —tabiquería—, que estén apoyados sobre la estructura mixta resistente o estén en contacto con la misma.

3.1. Determinación de las deformaciones y del valor de cálculo E_d

En este apartado se expresan las líneas generales del EC4, en lo que se refiere al cálculo de deformaciones.

En primer lugar, se indica que las deformaciones debidas a carga aplicada sobre el acero estructural, se calcularán de acuerdo con lo indicado en EC3.

En lo referente al método de análisis que se debe seguir para el cálculo de flechas en estructuras mixtas, EC4 preconiza la utilización de un análisis estructural lineal elástico, con diversas correcciones para contemplar, de forma sencilla, los efectos mencionados anteriormente en el punto 2 de esta ponencia.

3.1.1. Deformación por cortante en las alas de la losa de hormigón

En general, la influencia del "shear lag" en el cálculo de deformaciones es despreciable. En el caso de secciones mixtas en donde el ancho b de la losa de hormigón supere $1/8$ de la luz del vano, el efecto de la deformación por cortante en la losa puede ser contemplado a través de la determinación del ancho eficaz, atendiendo a lo indicado en el apartado 4.2.2.1 del EC4.

El ancho total, b_{eff} , de la losa de hormigón asociado a cada alma de acero es la suma de anchos eficaces, b_e , de la porción de losa a cada lado del eje de simetría del alma metálica (Figura 1). El ancho eficaz de cada porción puede tomarse como $b_e = L_0/8$, no siendo superior al ancho real b . Dicho ancho real es la mitad del entrevigado (b_1) y, en el caso de borde libre, es la distancia entre el alma de acero y el propio borde libre (b_2). La longitud L_0 es la dis-

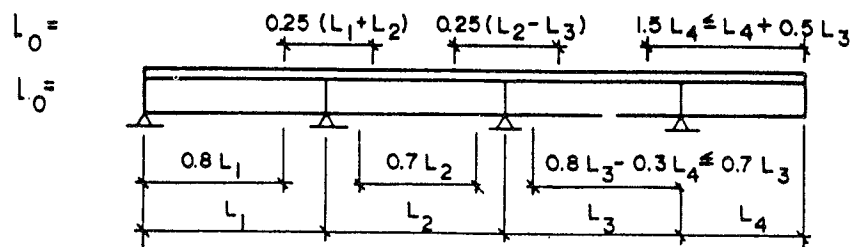


Fig. 2. Distancias entre puntos de momentos nulo en vigas continuas.

tancia entre puntos de momento nulo.

Para vigas simplemente apoyadas l_0 es la longitud l del vano. Par vigas continuas l_0 puede obtenerse, de forma aproximada, según lo indicado en la figura 2.

En cualquier caso, de cara a un análisis global de la estructura puede adoptarse un ancho eficaz constante para la totalidad de una longitud de cada vano. Para el caso de vanos apoyados —vanos simplemente apoyados o vanos interiores y extremos de vigas continuas— el ancho eficaz que hay que considerar es el de la sección centro vano. En el caso de vigas en voladizo, el ancho eficaz es el correspondiente a la sección de apoyos.

Conviene señalar que los criterios definidos para la obtención del ancho eficaz, en secciones de hormigón en T, recogidos en EC2 (2.5.2.2), no coinciden con los aquí expuestos, ni en el valor del propio ancho eficaz b_{eff} , ni en el valor de l_0 , distancia entre puntos de momento nulo.

Por otra parte, el concepto de ancho eficaz también puede ser aplicable a la platabanda de fondo, de acero estructural, en vigas cajón. Ello daría como resultado el considerar una variación del ancho eficaz, a lo largo de la longitud de cada vano.

3.1.2. Interacción incompleta acero estructural-hormigón

En el caso de que la conexión entre el hormigón y el acero estructural sea una conexión parcial, la flexibilidad de la pieza mixta aumenta y de ahí el que las deformaciones aumenten.

Los efectos de la interacción incompleta pueden ser ignorados con tal que:

a) El diseño de la conexión se realice de acuerdo con lo indicado en el capítulo 6 del EC4.

b) Se dispongan, como mínimo, un número de conectadores igual a la mitad del número de conectadores necesarios para asegurar la conexión total, o las fuerzas que solicitan los conectadores no superen el setenta por ciento del valor P_{Rd} , resistencia a cortante del perno conectador, en situación de servicio.

c) En el caso de losas nervadas con nervios transversales a la directriz de la viga, el canto de los nervios no supere los 80 mm.

d) La estructura, en construcción, no esté apeada.

Cuando no se verifiquen estas condiciones, EC4 presenta dos expresiones que permiten obtener el incremento de flecha debido a la interacción incompleta, referentes al caso de construcción apeada y construcción no apeada:

Construcción apeada:

$$\frac{\delta}{\delta_c} = 1 + 0,5 \left[1 - \frac{N}{N_f} \right] \left[\frac{\delta_s}{\delta_c} - 1 \right] \quad [3.a]$$

Construcción no apeada:

$$\frac{\delta}{\delta_c} = 1 + 0,3 \left[1 - \frac{N}{N_f} \right] \left[\frac{\delta_s}{\delta_c} - 1 \right] \quad [3.b]$$

donde δ_s es la flecha para la viga de acero actuando sola, δ_c es la flecha para la viga mixta suponiendo conexión total (interacción completa) y N/N_f es el grado de conexión (apartado 6.1.2).

Sea, a modo de ejemplo, una viga mixta biapoyada, de 20,0 metros de luz, sometida a peso propio y a una sobrecarga de uso de 400 Kp/m. La sección transversal adoptada es la que se muestra en la figura 3, y se supone que la construcción es apeada.

Una conexión total requeriría, en este ejemplo, un número de pernos de conexión tal que se resistiera, en la longitud crítica —en este caso la mitad de la viga— un cortante longitudinal igual a $V_1 = F_{cr} = 531.250$ Kp (apartado 6.2.1.1) al cual le correspondería un número de conectadores N_f . Supóngase que, no obstante, el grado de conexión es $N/N_f = 0,90$. Los pernos conectadores se disponen equiespaciados y se verifican las condiciones geométricas para que puedan ser considerados como conectadores dúctiles.

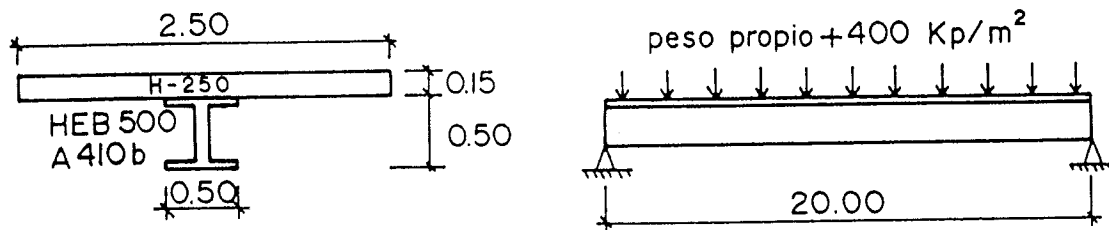


Fig. 3. Estructura mixta considerada para analizar la influencia de la interacción incompleta en el cálculo de flechas.

En este ejemplo se verifica que

$$\frac{N}{N_f} = 0,90 > 0,25 + 0,03 \cdot L = 0,25 + 0,03 + 20,0 = 0,85$$

luego el grado de conexión es tal que ésta puede ser considerada, definitivamente, como dúctil (apartado 6.1.2).

La flecha δ_s será:

$$\delta_s = \frac{5 p l^4}{384 E I_s}$$

donde:

$$p = 937,5 + 187,0 + 400 \times 2,5 = 2.124,5 \text{ kp/m}$$

$$L = 20,0 \text{ m}$$

$$E = 2,1 \times 10^6 \text{ kp/cm}^2$$

$$I_s = 107.200 \text{ cm}^4$$

$$\delta_s = 19,66 \text{ cm}$$

La flecha δ_c será:

$$\delta_c = \frac{5 p l^4}{384 E I_c}$$

$$\text{donde } I_c = 291.838 \text{ cm}^4$$

$$\delta_c = 7,22 \text{ cm}$$

$$\text{Luego } \delta_s / \delta_c = 2,72.$$

Para el caso de construcción apeada:

$$\frac{\delta}{\delta_c} = 1 + 0,5 \left[1 - \frac{N}{N_f} \right] \left[\frac{\delta_s}{\delta_c} - 1 \right] = 1 + 0,5 [1 - 0,9] [2,72 - 1] = 1,086$$

Es decir, en este ejemplo, la consideración del efecto de la interacción incompleta supone un incremento de flecha máxima, con respecto al caso de interacción completa, de un 8,6%.

Lógicamente, otra forma de abordar el problema podría pasar por la resolución de la ecuación diferencial que rige el comportamiento ten-

sodeformacional de una pieza mixta, en la cual se presenta el deslizamiento relativo entre las superficies en contacto, y considerando que la conexión se comporta, aproximadamente, como un medio continuo deformable, de rigidez K/S por unidad de longitud, siendo K la rigidez del propio conector y S la separación entre conectores. Algunos ejemplos prácticos pueden encontrarse en la bibliografía existente [Martínez Calzón, J.; Ortíz, J. (1978)].

3.1.3. Efectos relativos al comportamiento no lineal de los materiales

3.1.3.1. Fisuración en el hormigón

El efecto de la fisuración en el hormigón, en zonas de momentos negativos, puede tenerse en cuenta, según EC4, a través de uno de los siguientes métodos de análisis:

a) Variación de la rigidez a flexión de la pieza.

En primer lugar, se procede al análisis estructural, adoptando una rigidez a flexión sin fisurar. A partir de la ley de momentos flectores, se calcula la tensión σ_{ct} de la fibra de hormigón más traccionada, en las secciones de máxima flexión negativa —apoyos intermedios, soportes internos—. En aquellas secciones de apoyos interiores en las que se verifique que dicha tensión supera el 15% de la resistencia característica del hormigón, la rigidez a flexión se reducirá al valor de la rigidez fisurada de la pieza mixta, eliminando la zona en la que el hormigón se ve sometido a tracción. Dicha rigidez deberá adoptarse en un tramo, a cada lado del apoyo intermedio, igual al 15% de la longitud del vano adyacente.

Adoptando esta nueva distribución de rigideces a flexión de la estructura mixta, el análisis estructural dará lugar a una ley de momentos flectores desplazada hacia la zona de positivos, lo que origina un incremento de las flechas en la estructura mixta.

Sea, como ejemplo, una viga mixta continua, de dos vanos iguales, de longitud total igual a 40 metros y sometida a peso propio y a una sobrecarga variable de 400 Kp/m². La sección transversal se presenta en la figura 4.

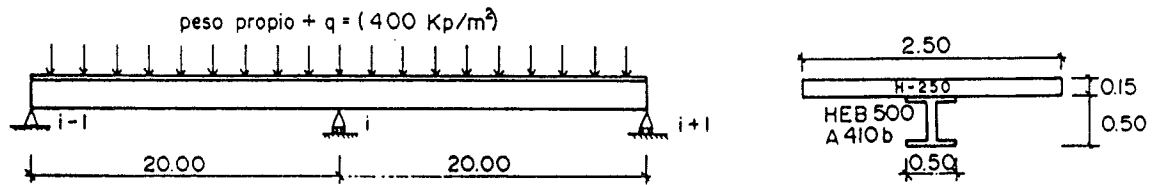


Fig. 4. Estructura mixta considerada para analizar la influencia de la fisuración en el cálculo de flechas.

Se supondrá que la interacción es completa. Un análisis lineal elástico da como resultado un momento, en el apoyo intermedio, de valor

$$M_i = \frac{PL^2}{8} = 10.622.500 \text{ kp cm}$$

La distribución de tensiones en la sección del apoyo intermedio, se presenta en la figura 5. En ella puede apreciarse que la tensión máxima de tracción en la fibra superior de la losa de hormigón, supera el 0,15 fck. Por otra parte, toda la sección parcial de hormigón está traccionada.

$$n = \frac{E_a}{E_c} = 7,0$$

$$X_R = 17,52 \text{ cm} \quad I_{acero} = 107.200 \text{ cm}^4$$

$$A = 775 \text{ cm}^2$$

$$I_f = 291.838 \text{ cm}^4$$

$$\sigma(x) = \frac{1}{n(x)} \left[\frac{N}{A} + \frac{M(x - x_R)}{I_f} \right]$$

$$\sigma_{ct} = \frac{1}{7} \left[\frac{10.622.500 (-17,52)}{291.838} \right] = 91,1 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2} >$$

$$> 0,15 \cdot 250 = 37,5 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$$

Al estar toda la sección parcial de hormigón en tracción, la rigidez a flexión fisurada, $E_a I_2$, se reduce a considerar, en este caso concreto, la inercia de la sección parcial de acero estructural, con lo cual se tendrá que:

$$E_a I_1 (\text{rigidez a flexión no fisurada}) = 6,13 \cdot 10^{11} \text{ Kp} \cdot \text{cm}^2.$$

$$E_a I_2 (\text{rigidez a flexión fisurada}) = 2,25 \cdot 10^{11} \text{ Kp} \cdot \text{cm}^2.$$

La estructura que se va a analizar es la que se muestra en la figura 6.

Los resultados obtenidos se muestran en la figura 7.

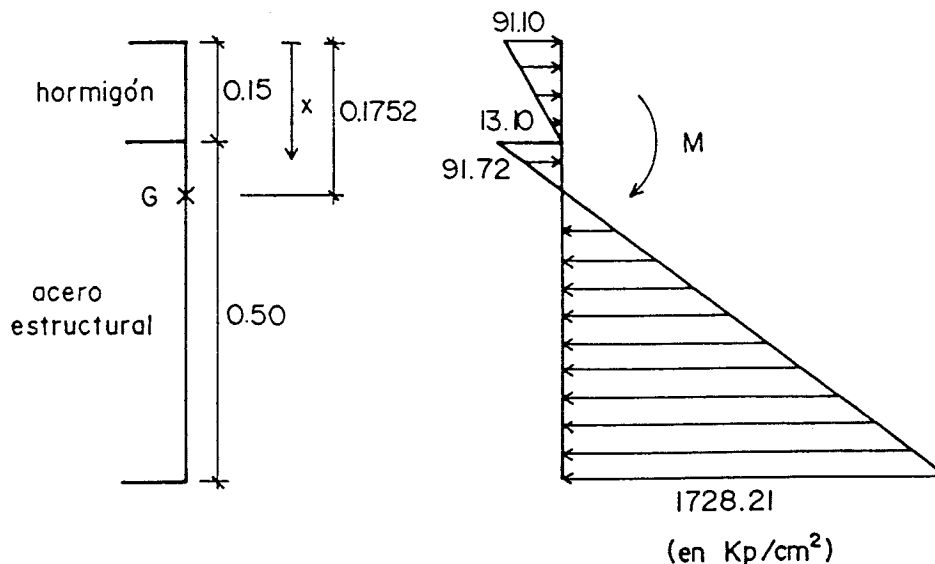


Fig. 5. Distribución de tensiones en la sección de apoyo intermedio, considerando una rigidez a flexión sin fisuración.

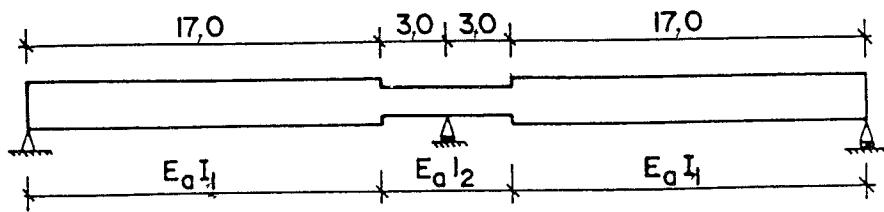


Fig. 6. Distribución de rigideces a flexión, para tener en cuenta el efecto de la fisuración.

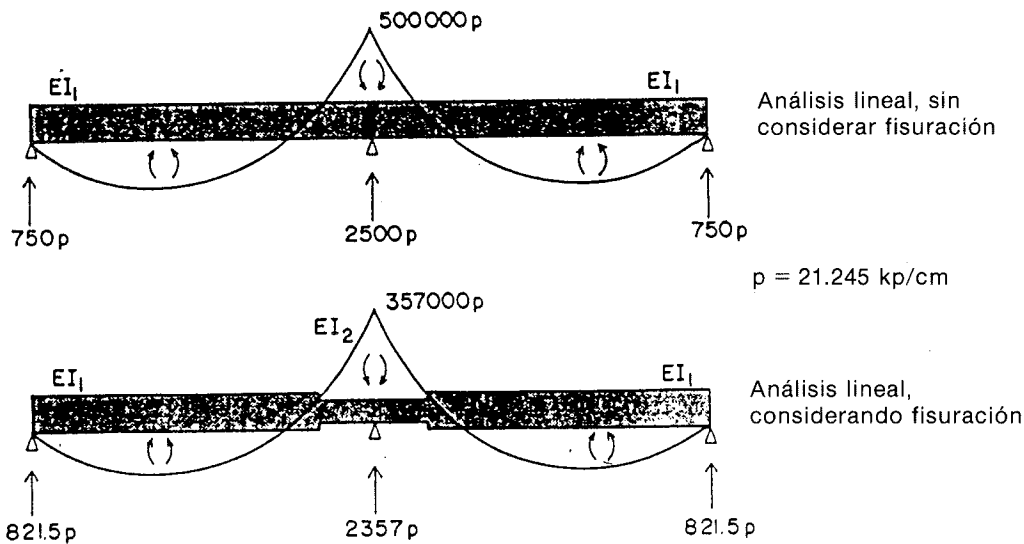


Fig. 7. Ley de momentos flectores, considerando el efecto de la fisuración.

En ella puede apreciarse una traslación de la ley de momentos flectores hacia la zona de momentos positivos, lo cual, lógicamente, dará lugar a un incremento de flecha. El coeficiente de redistribución por fisuración es, en este caso:

$$\delta = \frac{M_{i,el} - M_{i,cr}}{M_{i,el}} = 0,286$$

Por último, en lo que se refiere a este método, EC4 señala que si, para un determinado estado de carga, se ha utilizado la rigidez a flexión fisurada, dicha rigidez debería ser utilizada para los demás estados de carga. Asimismo, se indica que la limitación de $0,15 f_{ck}$ está sometida a posteriores estudios.

b) Redistribución directa de la ley de momentos flectores.

De cara a contemplar la influencia de la fisuración en la deformabilidad de las piezas mixtas, se presenta un segundo método, también recogido en EC4, válido para aquellas estructuras en las que las secciones críticas son secciones en clase 1, 2 ó 3.

En cualquier apoyo intermedio en donde la tensión en la fibra de hormigón más traccio-

nada, σ_{ct} , supere el $0,15 f_{ck}$, el momento flector en dicho apoyo puede multiplicarse por un factor corrector de reducción f_1 . Ello se traduce en incrementos de la ley de momentos flectores en los vanos adyacentes al apoyo. El valor del factor f_1 se obtiene a través de la gráfica presentada en la figura 8.

La curva A puede utilizarse cuando las cargas por unidad de longitud, en todos los vanos son iguales y la longitud de todos los vanos no difieren en más de un 25%. En cualquier caso, puede utilizarse un valor límite inferior de $f_1 = 0,6$ (recta B).

Para el caso analizado anteriormente, podría hacerse uso de la curva A para determinar dicho factor de reducción

$$f_1 = \left(\frac{E_a I_1}{E_a I_2} \right)^{-0,35} = 0,704$$

con lo cual, el coeficiente de redistribución por fisuración sería:

$$\delta = \frac{M_{i,el} - M_{i,cr}}{M_{i,el}} = 0,296$$

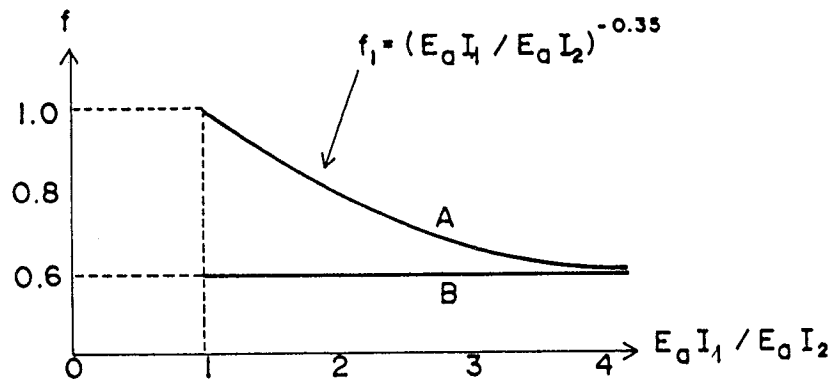


Fig. 8. Factor de reducción para el momento flector en apoyos intermedios.

muy similar al obtenido según el método anterior.

Por otra parte, conviene señalar que en el caso de estructuras mixtas con tipología de viga continua, con una clara descompensación de cargas entre vanos, el coeficiente de redistribución puede superar el valor límite de 0,40 (al cual le correspondería un factor f_1 igual a 0,60), afectando muy desfavorablemente a los flectores positivos pésimos en el vano más cargado y, por consiguiente, a su deformación.

Con respecto a la contribución del hormigón entre fisuras ("tension stiffening") EC4 no comenta como considerarlo. Sin embargo, es preciso tener en cuenta su influencia de cara a la limitación de flechas en piezas fisuradas y debe ser necesariamente contemplado para el cálculo de coeficientes de redistribución por fisuración.

Dada la naturaleza discreta de la fisuración, es usual adoptar una inercia equivalente para las piezas de hormigón armado. La fórmula empírica más generalizada para la determinación de dicha inercia es la fórmula de Branson, la cual podría extrapolarse a la tipología transversal de sección mixta:

$$I_m = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_1 + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_2 \geq I_1 \quad [4]$$

En dicha expresión, M_f es el momento de fisuración de la sección mixta y M_a el momento flector aplicado en la sección para el estado de carga considerado. La fórmula de Branson es, en la actualidad, la fórmula preconizada para el cálculo de flechas en piezas de hormigón armado, en la Instrucción EH-91.

En cualquier caso, conviene apuntar la interdependencia existente entre las distribuciones de inercias efectivas adoptadas y la ley de momentos flectores resultante, lo cual conduciría, de una manera rigurosa, a un análisis no lineal de la estructura, mediante un proceso iterativo. Es de esperar que, en cualquier caso, las

redistribuciones por fisuración en estado límite de servicio no sean excesivas, sobre todo en aquellas zonas sometidas a momentos positivos, con sección mixta descolgada, en donde la influencia de la fisuración, en el cálculo de flechas, puede ser poco significativa. De ahí el que puedan utilizarse expresiones sencillas o métodos sencillos de análisis, como los preconizados por EC4 para el cálculo de flechas en piezas mixtas, considerando fisuración.

3.1.3.2. Plastificación del acero estructural

En el caso de vigas no apeadas, en estructuras de edificación, debe considerarse la influencia de la plastificación local del acero estructural, en secciones de apoyos intermedias.

EC4 propone considerar un nuevo factor, f_2 , por el que hay que multiplicar el momento flector en dicha sección de apoyo. Dicho factor es adicional a f_1 y adopta, según EC4, los siguientes valores:

$f_2 = 0,5$, si se alcanza el límite elástico del acero antes de que el hormigón de la losa haya endurecido. [5.a].

$f_2 = 0,7$, si se alcanza el límite elástico del acero estructural después de que el hormigón haya endurecido [5.b].

El efecto de la influencia de la plastificación local del acero estructural en el cálculo de flechas de vigas mixtas no apeadas puede vislumbrarse a través del siguiente ejemplo.

Sea una viga simplemente apoyada, de acero estructural sin apeos, sobre la cual se hormigona la losa superior. En principio, dicha viga se ve sometida a la totalidad del peso propio —acero estructural y losa de hormigón—. Posteriormente, una vez endurecido el hormigón y conectada la losa a la sección parcial de acero, la estructura mixta propiamente dicha se ve sometida al resto de acciones. En la figura 9 puede observarse como evolucionan las flechas, considerando el dia-

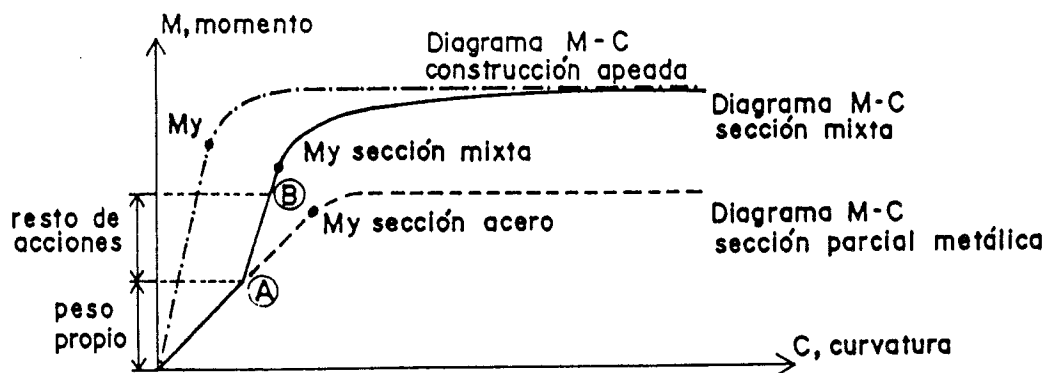


Fig. 9. Diagrama M-C, en viga no apeada.

grama momento-curvatura adecuado, en función del procedimiento constructivo referente a una construcción no apeada.

En dicha figura, los puntos A y B representan, respectivamente, los momentos flectores totales actuantes sobre la sección metálica —peso propio— y sobre la sección mixta —resto de acciones—. En este caso concreto, el flector originado por la totalidad del peso propio no supera el momento elástico de la sección parcial metálica y el flector originado por el resto de las acciones no supera el momento elástico de la sección mixta. Por consiguiente, no habría que considerar ningún factor reductor. En el caso de que el punto A estuviera por encima de M_y , sección acero, el factor f_2 adoptaría el valor de 0,5. En el caso de que el punto B estuviera por encima de M_y , sección mixta, dicho factor sería 0,7.

Este ejemplo ayuda, asimismo, a vislumbrar la influencia del propio proceso constructivo en el cálculo de flechas. Para ello, no hay nada más que comparar la evolución de los diagramas M-C para los casos de construcción apeada y no apeada.

Por otra parte, como es lógico, en la construcción no apeada no deben considerarse, en los análisis de redistribución por fisuración-determinación del factor f_1 , aquellas acciones de peso propio que actúan sobre la sección parcial de acero, ya que las solicitaciones originadas no se ven afectadas por la fisuración.

3.1.3.3. Plastificación de la armadura

De acuerdo con lo expuesto en el apartado 2 de la presente ponencia, tal como se recoge en el punto 5.1 del EC4, otro de los efectos que hay que considerar de cara a evaluar las deformaciones de una pieza mixta es el de la plastificación de la armadura pasiva en las regiones de momentos negativos. Sin embargo, en el posterior desarrollo relativo al tema de deformaciones (apartado 5.2), EC4 no presenta ningún método o ninguna forma de proceder para contemplar tal efecto.

Parece que un criterio razonable podría ser similar al expuesto para considerar los efectos de la fisuración o los efectos de la plastificación local del acero estructural. Es decir, afectar al momento flector sobre apoyos intermedios, mediante un factor reductor adicional que contemplará la pérdida de rigidez de la sección mixta por la plastificación del acero de armadura, con respecto a la rigidez bruta de la sección mixta. Una forma más rigurosa de contemplar este efecto sería la de llevar a cabo un análisis estructural no lineal, adoptando como base de cálculo el diagrama momento-curvatura, el cual debería considerar, para cada sección o zona discreta de la estructura analizada, la existencia o no de plastificación del acero de armadura.

No obstante, en una primera aproximación, puede entenderse que este efecto presenta una influencia menor que los efectos considerados con anterioridad, en lo que se refiere al cálculo de deformaciones. Y ello debido a que, en situación de servicio, el acero de armadura no se verá sometido, en general, a tensiones cercanas a su límite elástico, entre otras razones, porque la cuantía de armadura dispuesta será tal que se deberá verificar el estado límite de fisuración y ello obliga, en mayor o menor medida, a que el acero de armadura pasiva trabaje, en servicio, a unos niveles de tensión no elevados.

3.1.4. Efectos diferidos: retracción y fluencia

3.1.4.1. Retracción

En lo relativo a la consideración del efecto de la retracción en el cálculo de deformaciones en piezas mixtas, EC4 únicamente expresa, en su apartado 5.2.2, que para vigas biapoyadas, en edificios en donde la relación luz/canto sea alta y la deformación libre de retracción supere el valor 400×10^{-6} , dicho efecto debe ser considerado. Cabe señalar que EC4 no indica, en este caso, como contemplar tal efecto en el cálculo de las deformaciones de una pieza mixta.

A continuación se expone un método aproximado de cálculo que permite contemplar, de forma sencilla, este efecto, y que está recogido en la bibliografía existente. En la figura 10 se exponen los pasos que hay que seguir para evaluar, de una forma simple y aproximada, los efectos tensodeformacionales de la retracción sobre una viga mixta, simplemente apoyada.

Si la estructura fuera hiperestática, los movimientos originados por las deformaciones seccionales no serán compatibles, en general, con las condiciones de vinculación de la estructura, lo cual dará origen a unos esfuerzos hiperestáticos que restituirán las ecuaciones de compatibilidad y que deberán ser considerados en el cálculo de tensiones y de deformaciones de

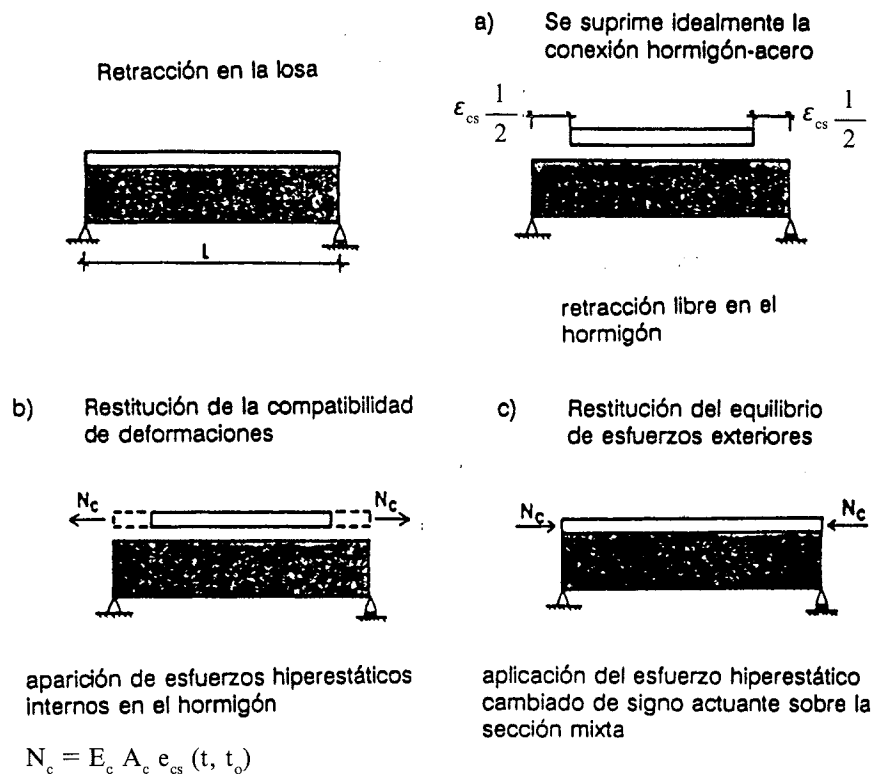


Fig. 10. Método de análisis para contemplar los efectos de la retracción en el comportamiento tenso-deformacional de vigas mixtas, simplemente apoyadas.

Las deformaciones originadas por la retracción son resultado directo de lo obtenido en el paso c). El axil N_c aplicado sobre la sección mixta, a la altura del centro de gravedad de la sección parcial de hormigón, es el único responsable de las deformaciones causadas por la retracción:

$$\epsilon = \frac{N_c}{E_a A_1} \quad c = \frac{N_c a}{E_a I_1} \quad [6]$$

En las expresiones [6], $E_a A_1$ y $E_a I_1$ son las rigideces a axil y a flexión de la pieza mixta, “ ϵ ” y “ c ” son las deformaciones globales a nivel sección —deformación de la fibra baricéntrica y curvatura seccional— y “ a ” es la distancia entre el centro de gravedad de la sección parcial de hormigón y el centro de gravedad de la sección mixta.

la pieza mixta analizada.

En cualquier caso, la dificultad principal del método estriba en determinar cuál es el valor de N_c y cuál debe ser el coeficiente de equivalencia con el que se deben calcular las constantes estáticas de la sección mixta equivalente. En efecto, al ser la deformación de retracción una deformación impuesta, variable en el tiempo, el esfuerzo N_c debe variar en el tiempo. Adoptando la hipótesis de que la retracción evoluciona en el tiempo de forma afín a como lo hace la fluencia, una expresión sencilla que permite cuantificar de forma aproximada el valor de N_c es la siguiente:

$$N_c(t) = E_c A_c \cdot \frac{\epsilon_{cs}(t, t_0)}{\varphi(t, t_0)} \quad [7]$$

Entonces, el cálculo de las constantes estáticas de la sección mixta se realiza considerando un coeficiente de equivalencia obtenido a partir del módulo de deformación del hormigón bajo carga instantánea.

La precisión de este método no es demasiado satisfactoria, tal como indica Martínez Calzón, J. y Ortiz, J., sobre todo para valores finitos de t . Sin embargo, cabe señalar que los efectos de la retracción son, en general, poco significativos con respecto a otras sollicitaciones.

Otra forma sencilla de abordar el problema se basa en el mismo proceso de análisis de la estructura, pero adoptando para N_c el siguiente valor:

$$N_c(t) = E_{c,s} A_c \epsilon_{cs}(t, t_0) \quad [8]$$

en donde $E_{c,s}$ es la retracción específica a tiempo t , A_c el área transversal de la sección parcial de hormigón y $E_{c,s}$ un módulo de elasticidad ficticio del hormigón, igual a:

$$E_{c,s} = \frac{E_c}{1 + 0,5 \varphi(t, t_0)} \quad [9]$$

donde E_c es el módulo de deformabilidad del hormigón para cargas instantáneas.

Para calcular la flecha debida a retracción en la pieza mixta y, por consiguiente, su inercia, el coeficiente de equivalencia que hay que adoptar es [Crisinel, M. (1985)].

$$n_\varphi = n_0 (1 + 0,5 \varphi(t, t_0)) \quad [10]$$

En cualquier caso, estamos en presencia de un problema de fluencia bajo sollicitación variable —deformación impuesta de retracción— en el tiempo, cuya resolución, desde un punto de vista riguroso, exige unos procedimientos de cálculo ciertamente complejos. No obstante, dado que en general el efecto de la retracción en el cálculo de las deformaciones de una pieza mixta no es muy significativa, cualquiera de los dos métodos anteriormente expuestos puede ser válido para cuantificar, de forma aproximada, las deformaciones inducidas por la retracción en piezas mixtas simplemente apoyadas.

Para el caso de piezas continuas, EC4 no comenta nada al respecto de cuál puede ser la influencia de la retracción en el cálculo de deformaciones. La razón puede ser que su influencia es prácticamente despreciable. En efecto, si ya el efecto de la retracción, por sí misma, en el cálculo de flechas es, en general, poco significativo, en el caso de piezas mixtas continuas dicho efecto es todavía menos relevante.

En esta tipología estructural, el efecto de la retracción origina momentos hiperestáticos negativos en las zonas de apoyos intermedios,

lo cual hace que las deformaciones impuestas de retracción se vean notablemente reducidas. Extrapolando al caso de una viga continua de infinitos vanos iguales, la deformación de la estructura es nula.

3.1.4.2. Fluencia

En ausencia de un riguroso análisis, EC4 indica que los efectos de la fluencia en la verificación del estado límite de deformaciones pueden ser contemplados a través de diferentes coeficientes de equivalencia, para el cálculo de las rigideces a flexión de la pieza.

Para cargas instantáneas de corta duración

$$n = \frac{E_a}{E_c} = \frac{E_a}{E_{cm}} \quad [11.a]$$

Para cargas de larga duración:

$$n = \frac{E_a}{E_c} = \frac{E_a}{E_{cm}/3} \quad [11.b]$$

En otros casos:

$$n = \frac{E_a}{E_c} = \frac{E_a}{E_{cm}/2} \quad [11.c]$$

En las expresiones [11], E_a es el módulo de elasticidad del acero estructural y E_{cm} es el valor del módulo de deformación secante del hormigón (tabla 3.2 de EC4).

Por efecto de la fluencia, el estado tensional de los materiales varía en el tiempo, tendiendo a descargarse el hormigón y a sobrecargarse el acero. El hecho de reducir el valor del módulo de deformación del hormigón para la obtención del coeficiente de equivalencia, permite reproducir, de forma aproximada, la influencia de las deformaciones diferidas en el estado tensional de la pieza mixta.

Si se está en presencia de una estructura isostática, los esfuerzos que solicitan la misma son constantes en el tiempo y, por consiguiente, sólo aparece una redistribución de esfuerzos internos distribuidos a nivel sección. Si la estructura es hiperestática, dichos esfuerzos son variables en el tiempo, debido a que se modifica la deformabilidad de la pieza y no se verifican automáticamente las condiciones de compatibilidad. Por lo tanto, en este caso, existe una redistribución de esfuerzos a nivel estructura.

Un método más aproximado para contemplar el efecto de las deformaciones diferidas es el que presenta el libro de Estructuras Mixtas de Martínez Calzón, J. y Ortiz, J. El método propuesto es análogo a otros métodos basados en la modificación del coeficiente de equivalencia, en los

cuales el coeficiente de equivalencia inicial, para cargas de corta duración se multiplica por un factor $[1 + \varphi(\infty, t_0)]$, de cara a analizar el estado tensional y deformacional de la sección, a tiempo infinito, bajo cargas permanentes de larga duración. Sin embargo, en el método propuesto por los autores anteriormente citados, dicho factor es $[1 + j \varphi(\infty, t_0)]$ en donde el coeficiente j depende del coeficiente final de fluencia, del tipo de esfuerzos —flexión, compresión— y de su carácter a lo largo del tiempo, y de la distribución de secciones parciales de hormigón y acero en la sección mixta.

Tal como se ha expuesto con anterioridad, un análisis exhaustivo y riguroso del efecto de la fluencia, con solicitación variable, en general, en el tiempo, requiere de un aparato analítico complejo y, en algunos casos, desproporcionado. Por otra parte, en el caso de secciones mixtas, la influencia global de las deformaciones diferidas del hormigón es, en general, menor que en estructuras de hormigón armado y/o pretensado, debido a la presencia de acero estructural. Por ello, es conveniente dirigirse hacia la utilización de métodos simplificados, no por ello exentos de una cierta rigurosidad, y más aún cuando se tenga una incertidumbre sobre el valor que adopta el coeficiente de fluencia a tiempo infinito.

En cualquier caso, la consideración de las deformaciones diferidas del hormigón se traduce en una pérdida de rigidez y, por consiguiente, en un incremento de las deformaciones de las piezas mixtas, que habrá que cuantificar de forma más o menos precisa.

4. ESTADO LIMITE DE FISURACION

Este estado límite supone la limitación de la abertura de fisuras a límites que garanticen el adecuado funcionamiento y apariencia de la estructura.

La fisuración es inevitable en elementos mixtos en los que la sección de hormigón se encuentre sometida a tracción, debido a la acción

directa de las cargas o al efecto de deformaciones impuestas.

La fisuración en los elementos de hormigón puede ser debida, asimismo, a la retracción o la expansión durante el fraguado. Las fisuras producidas por estos efectos no se tratan en este capítulo del EC4, y para controlar su apertura y distribución, normalmente es necesario prever la existencia de juntas o secciones de debilitamiento que permitan controlar la localización y tamaño de las fisuras.

Como limitación de la apertura de fisuras, el EC4 establece los valores que se indican en la tabla 1.

Para ambientes tipo 5, las condiciones de fisuración se establecerán, teniendo en cuenta la función y naturaleza de la estructura y el coste de la limitación de la fisuración, de común acuerdo con el cliente.

Aun cuando no se establece valor de apertura de fisura para ambientes tipo 1, un valor máximo en torno a 0,5 mm puede considerarse razonable.

4.1. Análisis de la estructura

Se propone la obtención de los esfuerzos, utilizando un análisis lineal, cualquiera que sea el tipo de sección de la estructura estudiada.

Según el apartado 4.5.3 del EC4, este análisis se puede plantear considerando las secciones no fisuradas o considerando la variación de rigidez que supone la fisuración en zonas en las que el hormigón está traccionado (Figura 11).

En la figura 12 se muestra la influencia que, sobre los valores de los momentos negativos, tiene el considerar una viga de rigidez variable, para tener en cuenta el efecto de la fisuración. En el caso planteado en la figura, una viga continua de dos vanos, la reducción de los momentos del apoyo puede variar entre un 10% y un 40%, respecto a la solución con rigidez constante, para los casos normales.

TABLA 1
Clases de ambientes y apertura máxima de fisura propuesta

Tipos de exposición	Tipo de ambiente	Apertura de fisura
1	Seco	Sin limitación
2	Húmedo	$W_k \leq 0,3 \text{ mm}$
3	Húmedo con heladas y sales de deshielo	
4	Agua de mar	
5	Ambiente químicamente agresivo	Limitaciones especiales

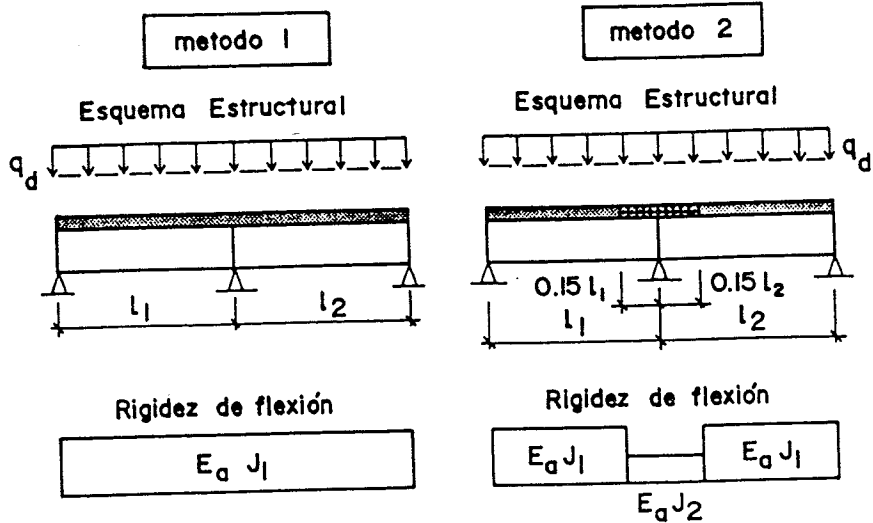


Fig. 11. Cálculo lineal de esfuerzos. Método 1, Secciones no fisuradas. Método 2, Secciones fisuradas.

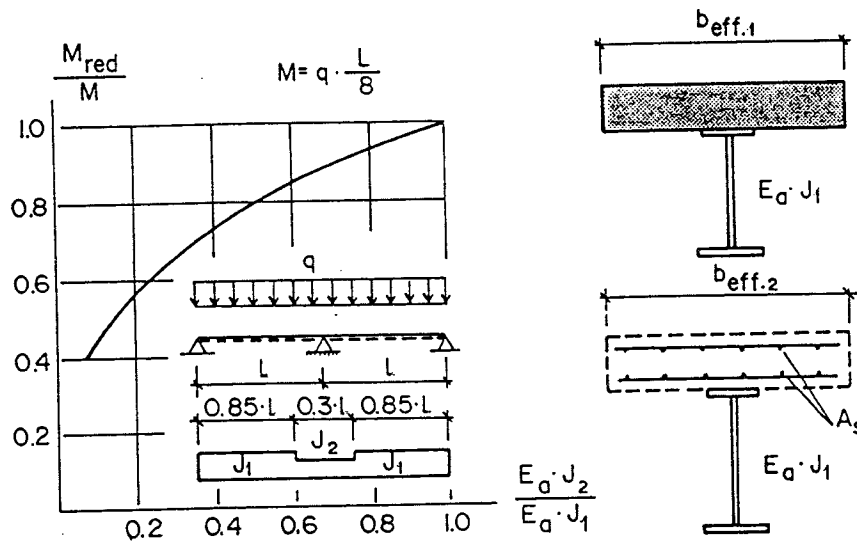


Fig. 12. Reducción del momento en el apoyo intermedio, debido a la disminución de la rigidez de la zona fisurada de la viga.

4.2. Armadura mínima

El EC4 plantea, para el control de la fisuración, la utilización de una cuantía mínima dada por la expresión:

$$A_s = k_c k f_{ct,m} \frac{A_c}{\sigma_s} \quad [12]$$

donde:

- A_s : Area de armadura mínima.
- k_c : Coeficiente que tiene en cuenta la naturaleza y distribución de las tensiones de tracción.

$$k_c = \frac{1}{1 + (h_c/2 z_n)} \geq 0,7 \quad [13]$$

- h_c : Espesor de la losa de hormigón traccionada.
- z_n : Distancia entre el centro de gravedad de la sección bruta de la losa y la sección bruta mixta. Como sección bruta se entiende la sección de hormigón no fisurado y despreciando la contribución de la armadura pasiva.
- k : Coeficiente de reducción de la tensión de tracción.

$f_{ct,m}$: Resistencia media del hormigón, en tracción.

A_c : Área de la losa de hormigón traccionado.

σ_s : Máxima tensión de la armadura, inmediatamente después de la fisuración. Simplificadamente y del lado de la seguridad, puede adoptarse como valor de tensión, f_{yk} . También puede utilizarse el valor de tensión dado por la ecuación [14], que tiene en cuenta, simplificadamente, la contribución del hormigón traccionado entre fisuras.

Este valor de cuantía mínima puede ser disminuido en zonas en donde el hormigón no está sometido a tracción por causas directas. En cualquier caso, resulta siempre recomendable disponer de una cuantía mínima que permita el control de la fisuración debida a retracción u otros efectos no tenidos en cuenta directamente en el cálculo (temperatura, etc.).

3.3. Control de la fisuración sin el cálculo de la apertura de fisura

El EC4 supone que el estado límite de fisuración puede considerarse satisfecho si la cuantía de armadura en las zonas traccionadas, que debería ser mayor o igual que la mínima, por lo menos, cumple con las condiciones de diámetros y separaciones máximas indicadas en la tabla 2.

TABLA 2

Separación y diámetros máximos que habrá que considerar para la disposición de la armadura en zonas traccionadas

		1	2
1	Tensión armadura N/mm ²	Máximo diámetro (mm)	Máxima separación (mm)
2	160	32	250
3	200	25	200
4	240	20	160
5	280	16	110
6	320	12	—
7	360	10	—
8	400	8	—
9	450	6	—

La tabla 2 es válida cuando se utiliza acero de alta adherencia y para ambientes tipo 1 a 4, en los que la máxima apertura de fisura permitida es de 0,3 mm.

La tensión del acero, σ_s , considerada en la tabla, puede ser evaluada teniendo en cuenta el efecto positivo de colaboración del hormigón traccionado entre fisuras. Simplificadamente, puede utilizarse la expresión [14] para tener en cuenta este efecto.

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + 0,4 \frac{f_{ct,m} A_c}{A_s \alpha} \quad [14]$$

donde:

σ_s : Tensión de la armadura traccionada, teniendo en cuenta el efecto favorable del hormigón traccionado entre fisuras.

$\sigma_{s,0}$: Tensión de la armadura, despreciando la colaboración del hormigón.

$f_{ct,m}$: Resistencia media del hormigón, en tracción.

A_c : Área de la losa de hormigón traccionada.

A_s : Armadura de acero traccionada.

$\alpha = IA/I_a A_a$: Relación entre el producto de la inercia y área de la sección mixta, despreciando el hormigón (I, A), y los mismos valores para la sección de acero estructural (I_a, A_a).

3.4. Cálculo de la apertura de fisura

El comportamiento de secciones mixtas, en relación con la fisuración, se explica en las figuras 13 y 14.

Una vez alcanzada la resistencia a tracción del hormigón en la fibra extrema de la losa traccionada, para el momento de fisuración, (M_c), se comienzan a producir las primeras fisuras, inicialmente muy distorsionadas.

Debido a la fisuración, se produce una disminución de la rigidez, lo que supone una redistribución de esfuerzos a nivel estructural y de sección. Esta situación genera la formación de nuevas fisuras, hasta que se estabiliza el proceso de formación de fisuras.

Para momentos mayores que M_c , puede pensarse que sólo aumenta el tamaño de las fisuras y que el proceso de formación de fisuras está estabilizado.

En las figuras puede verse la variación de la tensión de la armadura y la influencia del efecto rigidizador del hormigón entre fisuras.

Para la evaluación de la apertura de fisura, el EC4 propone el mismo procedimiento que se plantea en el EC2, relativo a estructuras de hormigón, y que coincide con el propuesto en la Instrucción Española de Hormigón EH-91.

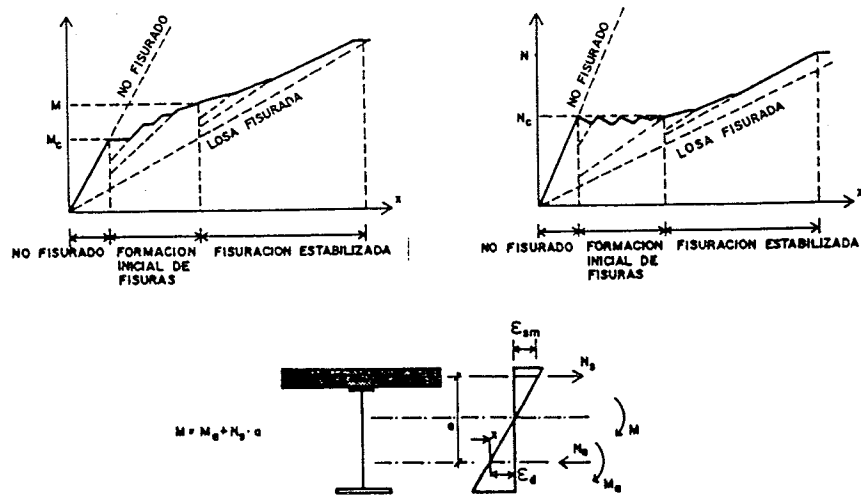


Fig. 13. Relación M-1/r y N-1/r, para una sección mixta.

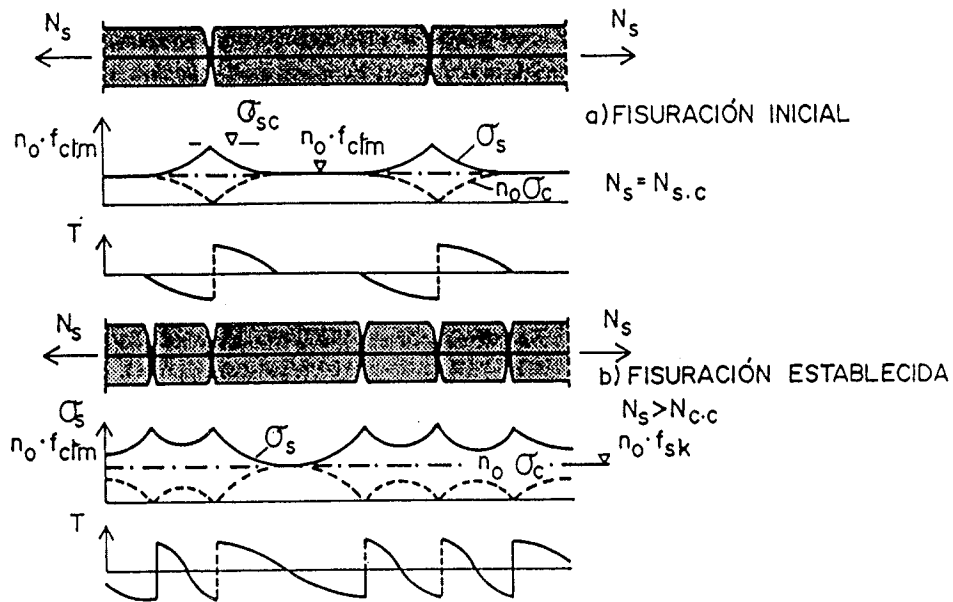


Fig. 14. Tensiones en la losa traccionada de hormigón, para la fisuración inicial y las sucesivas.

RESUMEN

Este artículo intenta informar sobre la última versión del EC-4, en relación con el diseño y construcción de estructuras mixtas. Se centra, especialmente, en el capítulo dedicado a los estados límites de servicio e intenta no sólo explicar el contenido del código sino también hacer un análisis más profundo del tema, para facilitar su comprensión.

En este capítulo se estudia el estado límite de deformación y estado límite de fisuración. Quedan excluidos los aspectos relacionados con los estados límites de servicio de losas mixtas con chapa metálica, que se incluyen en el capítulo 7 del EC-4, y los relativos al estado límite de vibraciones.

SUMMARY

This paper intends to inform about the last version of the EC-4, related to the design and construction of composite steel and concrete structures. This work specially focuses on serviceability limit states and intends not only to explain the content of the code but gives a deeper analysis of the subject in order to clarify its comprehension.

This chapter covers the deformation and cracks control limit states. The problem related with composite slabs, treated in chapter 7, and the limit state of vibrations are not included.