la fisuración en vigas de hormigón armado

ALVARO GARCIA MESEGUER, Dr. Ing. de Caminos

sinopsis

422-14

Se pasa revista a diversas teorías existentes sobre fisuración, justificando al paso las fórmulas contenidas en la nueva Instrucción de Hormigón E. H. 68, recientemente aprobada en España con carácter interministerial. Se ofrecen diversas fórmulas y ábacos de comprobación y se exponen los trabajos más recientes del Comité Europeo del Hormigón sobre la materia.

Introducción

De los diversos estados límites que puede alcanzar una pieza de hormigón armado, el de fisuración es típico y exclusivo de este material. Una fisuración excesiva pone en peligro la durabilidad de los elementos, al abrir paso hasta las armaduras a los agentes exteriores, más o menos corrosivos; y por otra parte, puede resultar incompatible con el servicio que la obra debe rendir, o perjudicar su aspecto de forma inadmisibile.

Existe en algunos la idea equivocada de que si el ambiente es una atmósfera normal, la fisuración no puede dañar las armaduras. Esto es un error. El agua, el oxígeno y el anhídrido carbónico de la atmósfera, atacan al hierro y lo oxidan. Este ataque es lento en medio básico y se acelera en medio ácido. Y precisamente uno de los efectos del aire al penetrar por las fisuras es el de disminuir la basicidad del hormigón, al provocar una carbonatación más o menos rápida de la cal, con lo que el pH del material puede bajar hasta 8 del valor 12 a 13 en que normalmente se mueve. Esta acidificación progresiva favorece la oxidación de los aceros.

Por lo expuesto, resulta obligado considerar la fisuración como uno de los estados límites, frente al cual habrá que cubrirse con el correspondiente margen de seguridad. Y puesto que el efecto aludido depende, por una parte, de las condiciones del ambiente y, por otra, de la anchura de las fisuras (en particular, de la de la fisura más ancha), el cálculo en fisuración entraña dos problemas, a saber:

- establecimiento de los valores máximos admisibles para la anchura de las fisuras, en función del tipo de ambiente; y
- establecimiento de una fórmula que proporcione la anchura de fisuras, en función de las características de la pieza.

Ambos problemas han sido objeto de estudios a escala internacional, especialmente el segundo, que ha merecido la atención de numerosos investigadores.

Valores límites del ancho de fisuras

Para establecer valores límites del ancho de fisuras en función del ambiente se han seguido procedimientos experimentales, que consisten en someter diversas piezas y estructuras fisuradas de hormigón a ensayos acelerados de corrosión, mediante el empleo de medios agresivos diversos. Para ello, se han empleado humos procedentes de la combustión de carbón con diverso contenido de azufre; vapor de agua; soluciones líquidas salinas; etc.

Además de los ensayos de corrosión acelerada, se han realizado también estudios sobre construcciones reales de hormigón armado, entre los que merece citarse la investigación realizada en Holanda por una Comisión presidida por el profesor Haas, que examinó más de 300 estructuras y recogió gran número de datos relativos a fisuras y corrosiones de aceros¹. El grado de corrosión se cuantificó en una escala numérica, estimándose que el índice 4 debía marcar el límite admisible en las construcciones de hormigón armado.

La figura 1 muestra el porcentaje de casos con índice superior a 4, en función de la anchura de fisura medida y sin tener en cuenta el valor del recubrimiento. A su vez, la figura 2 muestra el mismo porcentaje en función del espesor del recubrimiento, abstracción hecha del ancho de fisura. Ambos gráficos se refieren a elementos situados a la intemperie.

Como puede verse, a partir de una anchura de fisuras de 0,25 mm la curva de la figura 1 sube fuertemente. La figura 2 es igualmente expresiva en cuanto a la influencia del recubrimiento.

Del conjunto de estudios mencionados, a escala natural o de laboratorio, se han llegado a establecer correlaciones como las indicadas entre la anchura de fisuras y el grado de corrosión correspondiente (pérdida de sección en el acero; formación de óxido; coloración marrón de la superficie del hormigón; etc.), al cabo de un tiempo dado. Como conclusión final, los diversos experimentadores han establecido valores numéricos límite para la anchura admisible de fisuras.

Las distintas propuestas resultantes de esta clase de estudios presentan una concordancia bastante aceptable, como puede verse en el Cuadro I.

CUADRO I

AUTOR	C A S O	ANCHURA ADMISIBLE (mm)
Brice	Fisuración poco perjudicial	0,3
	Fisuración perjudicial	0,2
	Fisuración muy perjudicial	0,1
Saliger	En condiciones normales	0,2
	En medio húmedo o químicamente agresivo	0,1
Wästlund	Sobrecarga dominante	0,4
	Carga permanente dominante	0,3
Efsen	En interiores	0,35 a 0,25
	En exteriores, condiciones normales	0,25 a 0,15
	En exteriores, con agua de mar o humos agresivos ...	0,15 a 0,05
Rüsch	En condiciones normales	0,3
	Bajo la acción de humos o cerca del mar	0,2
Haas	En interiores	0,3
	En exteriores	0,2

No es extraño, por ello, que en este punto existan pocas discrepancias entre las diversas Normas de los distintos países, pudiendo tomarse como prototipo el conjunto de valores establecidos por el Comité Europeo del Hormigón en sus Recomendaciones Prácticas (1964), que han sido incorporados a la Instrucción Española de Hormigón E. H. 68 (1968) en su artículo 43, y que ya figuraban en la Instrucción H. A. 61 (1961) del Instituto Eduardo Torroja. Tales valores son:

- Caso I: Elementos interiores en ambiente normal 0,3 mm
- Caso II: Elementos interiores en ambiente húmedo o medianamente agresivo, y elementos exteriores a la intemperie 0,2 mm
- Caso III: Elementos interiores o exteriores en ambiente muy agresivo, o que deban asegurar una estanquidad 0,1 mm

Anchura previsible de fisuras

Uno de los problemas más difíciles que se plantean en este campo de la fisuración consiste en establecer una fórmula que proporcione la anchura previsible de las fisuras, en función de las diversas variables que intervienen en el fenómeno. Puede decirse que este problema no está todavía resuelto de forma satisfactoria, lo cual no debe extrañar, dada la complejidad del fenómeno y, sobre todo, la fuerte dispersión que lo caracteriza. Esta dispersión se explica fácilmente en cuanto se piensa que la aparición de una fisura significa que, en ese punto, ha quedado sobrepasada localmente la resistencia a tracción del hormigón, cuyo valor real es prácticamente imposible de conocer en cada punto de la pieza o estructura.

El problema se complica, además, por la existencia de la retracción del hormigón que, al ser coartada por las armaduras, pone a éstas en compresión y provoca tracciones en el hormigón *.

De la resistencia en tracción de un hormigón se conoce tan sólo un valor medio probable, obtenido en general no de un modo directo, sino a través del valor de la resistencia en compresión. Resulta inútil, por tanto, pretender que un cálculo de fisuración va a proporcionar resultados precisos.

Así las cosas, al proyectista debe bastarle con tener una idea acerca del sentido en que influyen las principales variables, utilizando alguna fórmula sencilla para cuantificar sus decisiones, pero sin olvidar que esa fórmula, cualquiera que sea, no debe ser tratada como una verdad matemática, sino como una orientación constructiva. En este campo, como en tantos otros, el proyectista debe *decidir*, no *deducir*.

En lo que sigue, expondremos, en primer lugar, una teoría simplificada siguiendo fundamentalmente la escuela francesa.

Eficacia de la unión entre el hormigón y el acero

La unión hormigón-acero es el resultado del efecto de dos factores, la adherencia y el rozamiento, entre ambos materiales. La eficacia de dicha unión depende de diversas variables fáciles de intuir:

- el perímetro de las barras en contacto con el hormigón, $n \cdot \pi \cdot \varnothing$;
- el estado de rugosidad del acero, caracterizado por un coeficiente, η ;
- la cantidad de hormigón que envuelve las barras, caracterizado por el área, B_f , correspondiente;
- la calidad del hormigón y, especialmente, su resistencia a tracción, σ_b .

Si a estas variables se añade el valor de la tensión, σ_a , en el acero, el conjunto de tales parámetros definirá el número, la anchura y la distancia entre sí de las fisuras.

Formación sistemática de fisuras

Imaginemos como caso más sencillo, abstracción elemental del caso real de una pieza en flexión, un tirante compuesto por un redondo de acero de área, A , envuelto por una área, B_f , de hormigón adherido. El esfuerzo que el acero transmite al hormigón es $A \cdot \sigma_a$, que es a comparar con el máximo esfuerzo $B_f \cdot \sigma_b$ que éste puede resistir. Si ocurre $A \cdot \sigma_a > B_f \cdot \sigma_b$ aparecerá una primera fisura, transversal a la pieza, en una sección de menor resistencia. Llamando $\bar{\omega}_f = A/B_f$ a la cuantía geométrica a efectos de fisuración, la condición de fisuración sistemática es $\bar{\omega}_f \geq \sigma_b/\sigma_a$.

Para una pieza real, la cuantía $\bar{\omega}_f$ no es la cuantía total, ya que esta última se refiere a toda la sección de hormigón, en tanto que $\bar{\omega}_f$ se refiere al área B_f afectada por la fisuración (zona de tracción que envuelve a las armaduras).

* Un interesante método de ensayo para obtener la fisuración del hormigón a causa de la retracción, puede encontrarse en los *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, núm. 132, diciembre 1958.

La Instrucción Española E. H. 68 define B_f en su artículo 43.3 como «sección cobaricéntrica», es decir, como el área de la zona de la sección que tiene el mismo centro de gravedad que la armadura de tracción (fig. 3). Para el caso de piezas sometidas a tracción simple o compuesta, B_f se tomaría igual al área total de la sección.

Si no se cumple la relación $\bar{\omega}_f \geq \sigma_b/\sigma_a$ es esperable que no se presenten fisuras. No obstante, fácilmente puede producirse una primera fisura por causas accidentales, debido a efectos térmicos o de retracción, a la presencia de una junta de hormigonado, etc. De cualquier modo, si $\bar{\omega}_f < \sigma_b/\sigma_a$ nos encontramos en el caso de fisuración no sistemática, propia de elementos débilmente armados.

Supondremos en lo que sigue que $\bar{\omega}_f \geq \sigma_b/\sigma_a$.

Aparición sucesiva de fisuras

En cuanto aparece la primera fisura, las tracciones que antes se repartían entre el acero y el hormigón se transmiten ahora únicamente por el acero que cose la fisura. Con ello, las barras experimentan un aumento brusco de tensión y el alargamiento consiguiente, al que se opone la adherencia entre ambos materiales. Por este mecanismo, la tensión en el hormigón, que es nula junto a la fisura, va aumentando a medida que nos alejamos de ella, en tanto que la del acero disminuye (fig. 4).

A una cierta distancia $\Delta l_{\min}$, la tensión en el hormigón alcanza el valor de su resistencia a tracción σ_b , con lo que surgirá ahí una segunda fisura. Pero si, por cualquier razón, hubiese existido antes una fisura separada de la primera menos de $2 \Delta l_{\min}$, es claro que la fisura en B no se habría formado, ya que se habría llegado a ese punto, partiendo de ambas fisuras, con tensión menor de σ_b .

Dicho de otro modo: si existen dos fisuras separadas entre sí menos de $2 \Delta l_{\min}$, la tensión en el hormigón no puede alcanzar, entre estas dos fisuras, un valor suficiente para que se

forme otra fisura intermedia. Resulta, pues, que las fisuras, en una pieza de hormigón armado sometida a flexión, presentan separaciones comprendidas entre $\Delta l_{\min}$ y $2 \Delta l_{\min}$.

Si la resistencia a tracción del hormigón y la tensión de rotura de adherencia estuviesen perfectamente definidas, lo anterior sería exacto y la distancia media entre fisuras (media de las distintas distancias observadas en muchas piezas análogas) resultaría estadísticamente igual a $1,5 \Delta l_{\min}$. Sin embargo, como aquellos valores no son fijos en la realidad, esa distancia media resulta también variable, pero manteniendo más o menos el orden de magnitud indicado. Según medidas experimentales, la distancia media entre fisuras viene a ser 1,8 veces la distancia mínima*.

Supuesta conocida la distancia entre fisuras Δl , la anchura w de éstas puede determinarse por la relación:

$$w = \Delta l (\varepsilon_a - \varepsilon_b), \quad [1]$$

donde:

ε_a y ε_b son los alargamientos del acero y del hormigón, respectivamente.

Como ε_b es muy pequeño en comparación con ε_a (de hecho, el alargamiento de rotura por tracción del hormigón es normalmente del orden de la décima parte del alargamiento del acero bajo su tensión admisible) puede despreciarse, sin gran error, con lo que resulta:

$$w = \Delta l \cdot \varepsilon_a = \Delta l \cdot \frac{\sigma_a}{\varepsilon_a}. \quad [2]$$

Basta entonces conocer la distancia entre fisuras Δl y la tensión σ_a del acero (valor medio de la tensión entre dos fisuras) para resolver el problema que nos ocupa.

Cálculo de la distancia entre fisuras

Es obligado comenzar por establecer una hipótesis acerca de la ley de reparto de la tensión de adherencia, τ_d , entre el hormigón y el acero, a lo largo de las barras.

Si se admite, como solución más simple, que τ_d es constante a lo largo de la barra, a una cierta distancia Δl de la primera fisura llegará al hormigón una fuerza, F , transmitida por el acero igual a:

$$F = \Delta l \cdot \tau_d \cdot n \cdot \pi \cdot \varnothing,$$

en la que:

n es el número de barras y $\varnothing$ su diámetro.

Cuando F iguale el valor $B_f \cdot \sigma_b$ de rotura del hormigón por tracción, se producirá una nueva fisura:

$$\Delta l \cdot \tau_d \cdot n \cdot \pi \cdot \varnothing = B_f \cdot \sigma_b = \sigma_b \cdot \frac{n \cdot \pi \cdot \varnothing^2}{4 \bar{w}_f},$$

* El profesor Efsen precisa que este valor puede llegar a 2,5.

de donde se obtiene:

$$\Delta l = \frac{1}{4} \cdot \frac{\phi}{\bar{\omega}_f} \cdot \frac{\sigma_b}{\tau_d} \quad [3]$$

Las variables que aparecen en el segundo miembro de esta expresión son todas conocidas, a excepción de la tensión de adherencia τ_d . Intuitivamente se comprende que τ_d depende de la resistencia a tracción del hormigón σ_b , y de las características adherentes de la superficie de las barras. Además de estos dos factores, pueden influir otros, tales como la cuantía $\bar{\omega}_f$ de acero, el recubrimiento de la armadura, etc.; según cuáles sean esos factores y el modo como se introduzcan, resultan unas u otras fórmulas de las muchas que hay propuestas.

Si nos atenemos al esquema más simple de proporcionalidad entre τ_d y σ_b , despreciando los factores últimamente mencionados, puede escribirse la fórmula [3] de este modo:

$$\Delta l = K_1 \cdot \frac{\phi}{\bar{\omega}_f} \quad [4]$$

en la cual:

K_1 será una constante con valor diferente para el acero liso y para el acero de alta adherencia.

La escuela francesa, desde los estudios de Brice, viene sosteniendo que la relación entre ambos valores de K_1 es del orden de 1,6, según demuestra la experimentación. Este valor de 1,6 figura en la Nueva Norma Española de Hormigón (1968), en su artículo 43.2, y es acorde con la definición que dicha Norma establece para las barras de alta adherencia, a saber, que ensayadas a arrancamiento juntamente con barras lisas de igual diámetro, se obtenga una fuerza F en el ensayo igual o superior a 1,8 veces la correspondiente a barra lisa.

No obstante lo anterior, recientes experimentaciones inglesas² realizadas sobre 133 vigas de hormigón, con cuyos resultados se ha efectuado un concienzudo estudio estadístico, han venido a poner en duda la validez del coeficiente que comentamos. De los ensayos ingleses se desprende que la diferencia de anchura de fisuras debida a la variable acero liso-acero corrugado, a igualdad de las restantes variables, es menor de lo que se creía y no alcanza, como media, más de un 15 por 100. Para encontrar un coeficiente próximo al 1,6 habría que comparar, según la experimentación inglesa, la fisura *más ancha* de las obtenidas con acero liso, con la fisura *más estrecha* de las obtenidas con acero corrugado.

Estos resultados se colocan más cerca de la teoría de Wästlund³, en la que el tipo de acero (liso o corrugado) juega tan sólo en la relación 1 a 1,4.

De cualquier modo, como los 133 ensayos ingleses comprenden todos ellos valores relativamente pequeños del cociente $\phi/\bar{\omega}_f$, no cabe sacar conclusiones definitivas. Este punto, pues, está sujeto a posteriores investigaciones sobre el tema.

Tensión de adherencia

La fórmula [4] —anteriormente escrita— resulta de suponer una proporcionalidad directa entre la tensión de adherencia τ_d y la resistencia a tracción σ_b . Si, afinando más, se introduce la influencia de la cuantía $\bar{\omega}_f$ en la adherencia, puede utilizarse la fórmula francesa:

$$\tau_d = \frac{1,5 \eta}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \cdot \sigma_b \quad [5]$$

en la que:

η representa, de forma explícita, la característica adherente de la superficie de las barras ($\eta = 1$ para acero liso y $\eta = 1,6$ para acero de alta adherencia).

Esta fórmula empírica indica que la tensión de adherencia disminuye al aumentar la cuantía o, dicho de otro modo, que la unión hormigón-acero es tanto más eficaz cuanto mayor es la cantidad de hormigón que envuelve a éste.

De la fórmula [5] se deduce que:

$$\frac{\sigma_b}{\tau_d} = \frac{1 + 10 \bar{\omega}_f}{1,5 \eta},$$

y al introducir este valor en [3] se obtiene:

$$\Delta l = \frac{\phi}{\bar{\omega}_f} \cdot \frac{1 + 10 \bar{\omega}_f}{6 \eta} = \frac{\phi}{6 \eta} \left(10 + \frac{1}{\bar{\omega}_f} \right) = \frac{10 \phi}{6 \eta} \left(1 + \frac{1}{10 \bar{\omega}_f} \right).$$

Como se ha dicho, la distancia media entre fisuras es 1,8 veces la distancia mínima, con lo que resulta:

$$\Delta l_{\text{medio}} = \frac{3 \phi}{\eta} \left(1 + \frac{1}{10 \bar{\omega}_f} \right). \quad [6]$$

Al estudiar comparativamente la influencia de la cuantía $\bar{\omega}_f$ en la adherencia [5] y en la distancia entre fisuras [6], se observa que a mayor $\bar{\omega}_f$, menor adherencia y menor distancia entre fisuras, esto es, menor anchura de fisuras. Esta aparente paradoja (menor adherencia y fisuras más finas) se explica inmediatamente observando que la influencia de $\bar{\omega}_f$ en [3] es más poderosa que en [5].

La conclusión que se obtiene es que, para un mismo número y diámetro de barras, lo que conviene es disminuir —no aumentar— el área de hormigón que las envuelve, es decir, conviene disminuir el recubrimiento. Y para una misma sección total de acero, lo que conviene es distribuir la armadura en el mayor número posible de barras, disminuyendo el diámetro de éstas.

De la experimentación se deduce que en el 95 % de los casos, la distancia real entre fisuras se coloca entre los 2/3 y los 3/2 del valor dado en [6], lo que supone que esta fórmula subestima el valor de Δl_{medio} en el 33 % de los casos, y lo sobreestima en el 50 % de los casos.

Anchura de fisuras

Conocida la distancia entre fisuras, por la fórmula [4] o la [6], hay que determinar el valor medio de la tensión del acero entre dos fisuras para calcular w por la fórmula [2].

Si la tensión de la armadura entre labios de la fisura es σ_a , dicha tensión disminuye a medida que el acero transmite esfuerzos al hormigón. El esfuerzo máximo que podría transmitirse es, evidentemente, $B_f \cdot \sigma_b$, correspondiente a la rotura por tracción del material. El realmente transmitido en la distancia media Δl_{medio} entre fisuras viene a ser del orden de

la mitad, según estudios experimentales. Es decir, que como tensión media del acero podría tomarse:

$$\sigma_a \text{ media} = \frac{1}{A} [A \cdot \sigma_a - 0,5 B_f \cdot \sigma_b],$$

$$\sigma_a \text{ media} = \sigma_a - 0,5 \cdot \frac{\sigma_b}{\bar{\omega}_f}. \quad [7]$$

Al llevar los valores [6] y [7] a la fórmula [2] encontramos, por fin, una expresión para la anchura media de fisuras:

$$w_m = \left(\sigma_a - 0,5 \cdot \frac{\sigma_b}{\bar{\omega}} \right) \frac{3 \varnothing}{E_a \cdot \eta} \left(1 + \frac{1}{10 \bar{\omega}_f} \right). \quad [8]$$

Dada la poca comodidad de aplicación de esta fórmula, conviene introducir simplificaciones en ella. Lo más sencillo es reemplazar la tensión media en el acero [7] por la tensión real en la zona de fisura σ_a . Si se aplica, además, un coeficiente de mayoración de 1,4 para pasar de la anchura media w_m a la máxima, se llega a la expresión:

$$w = \frac{1}{5 \times 10^6} \cdot \frac{\varnothing}{\eta} \cdot \frac{1 + 10 \bar{\omega}_f}{\bar{\omega}_f} \cdot \sigma_a, \quad [9]$$

que es la utilizada en Francia, y cuyo empleo resulta seguro en el 85 % de los casos. Al sustituir ahora w por los límites máximos admitidos de 0,3 mm, 0,2 mm y 0,1 mm, se puede despejar σ_a y obtener la limitación:

$$\sigma_a \leq K \cdot \frac{\eta}{\varnothing} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad [10]$$

que figura en las Normas francesas CCBA 68;

en esta expresión:

- σ_a = tensión de trabajo en el acero, en kp/cm^2 ;
- $\varnothing$ = diámetro de la barra más gruesa, en mm;
- η = coeficiente característico de cada tipo de acero, de valor 1 para barras lisas;
- $\bar{\omega}_f = A/B_f$ = cuantía geométrica de fisuración;
- $K = 1,5 \times 10^6$; 10^6 , ó $0,5 \times 10^6$, según el tipo de ambiente.

La comparación gráfica de las fórmulas [8] y [10] tiene la forma representada en la figura 5. Como se ve, para valores medios o altos de $\bar{\omega}_f$ ambas curvas se pegan bastante, cosa que no sucede con valores bajos de $\bar{\omega}_f$. Ahora bien, estos valores bajos no corresponden a la fisuración sistemática, que es la hipótesis dentro de la cual se han deducido las fórmulas, sino que corresponden a una fisuración no sistemática que se estudia a continuación.

Fisuración no sistemática

Cuando la cuantía es pequeña, $\bar{\omega}_f < \sigma_b/\sigma_a$, las barras se comportan como si estuviesen totalmente ancladas entre dos bloques de hormigón, y la tensión del acero llega a anularse a

una cierta distancia Δl de la fisura, al cabo de la cual las armaduras han entregado al hormigón todo el esfuerzo que soportaban (fig. 6).

Esta distancia viene definida por la igualdad:

$$\frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \sigma_a = \pi \cdot \phi \cdot \Delta l \cdot \tau_d,$$

de donde se deduce:

$$\Delta l = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_a}{\tau_d}.$$

La tensión media del acero, supuesto un reparto lineal, vale $\sigma_a/2$, y el alargamiento producido por esta tensión, en una longitud $2 \Delta l$, produce el ancho de fisura; o sea:

$$w_m = 2 \Delta l \cdot \frac{\sigma_a}{2 E_a} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_a^2}{\tau_d \cdot E_a}. \quad [11]$$

Resulta entonces que la anchura de fisura es proporcional al cuadrado de la tensión σ_a en el acero. Si se sustituye ahora la tensión de adherencia en función de la resistencia en tracción del hormigón, por una parte; la anchura media w_m en función de la máxima $w = 1,4 w_m$, por otra parte; y se despeja, por último, σ_a , aparece la limitación:

$$\sigma_a \leq 2,4 \cdot \sqrt{\frac{\eta}{\phi} \cdot K \cdot \sigma_b}, \quad [12]$$

que figura también en las Normas francesas CCBA 68;

en esta expresión:

σ_b es la resistencia en tracción del hormigón, en kp/cm^2 , y las letras restantes son las mismas definidas para la fórmula [10].

Al llevar la fórmula [12] a la figura 5, queda cubierta la zona de pequeñas cuantías. De las dos fórmulas [10] y [12], la que proporcione el mayor valor de σ_a es la operante en cada caso (línea de la figura 5 dibujada en trazo lleno).

Instrucción española de 1968 y otras

La nueva Instrucción española E. H. 68 establece dos comprobaciones de fisuración, de las cuales basta con que se cumpla una para estar en buenas condiciones respecto a dicho fenómeno. La justificación de estas comprobaciones puede efectuarse siguiendo razonamientos análogos a los expuestos hasta aquí.

En efecto, si en la fórmula [12] se sustituye la tensión real en la armadura σ_a por el límite elástico σ_e dividido por los coeficientes de seguridad, y se expresa la resistencia en tracción σ_b del hormigón en función de la raíz cuadrada de la de compresión σ_b^* , puede llegar a establecerse una condición del tipo:

$$\phi \leq \eta \left(\frac{K_1}{\sigma_a^*} \right)^2 \sqrt{\sigma_b^*}, \quad [13]$$

a la cual responden las seis fórmulas del artículo 43.2 de la Instrucción E. H. 68. Estas fórmulas suelen dar resultados satisfactorios cuando la cuantía es pequeña.

Cuando la cuantía es grande, hay que recurrir a la fórmula del artículo 43.3, que es equivalente a la [10], habiendo sustituido $\bar{\omega}_f$ por su valor A/B_f y que se ha expresado despejando el área cobaricéntrica B_f . Se obtiene con ello la expresión:

$$B_f \leq 10 A \left(\frac{K \cdot \eta}{\phi \cdot \sigma_a^*} - 1 \right), \quad [14]$$

de presentación análoga a la que figura en el artículo 3.15.4 de la Instrucción H. A. 61 del Instituto Eduardo Torroja.

Otras Instrucciones recogen fórmulas análogas a las citadas. De las más simples de aplicar son las contenidas en el «Código para el Cálculo y la Ejecución de Hormigón Armado», preparado por una Comisión Internacional de expertos nombrada por la Unesco, a la intención de los países en vías de desarrollo. Esta Instrucción, basada en los trabajos del C.E.B., establece también una comprobación del tipo [13] expresada en la forma:

$$\phi \leq \frac{K}{\sigma_e^2} \cdot 10^6 \text{ mm}, \quad [13']$$

en la que:

σ_e es el límite elástico del acero, en kp/cm^2 , y K toma los valores de la siguiente tabla:

	Caso I $w = 0,3 \text{ mm}$	Caso II $w = 0,2 \text{ mm}$	Caso III $w = 0,1 \text{ mm}$
Acero liso	150	100	50
Acero de alta adherencia	255	170	85

Si no se cumple la relación [13'] debe recurrirse a la [14'] en función de la cuantía geométrica de la armadura de tracción:

$$\phi \cong \frac{K}{\sigma_e} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \cdot 10^4 \text{ mm}, \quad [14']$$

en la cual:

$\bar{\omega}_f = A/B_f$; σ_e es el límite elástico del acero, en kp/cm^2 , y K es una constante de valor dado por la siguiente tabla:

	Caso I $w = 0,3 \text{ mm}$	Caso II $w = 0,2 \text{ mm}$	Caso III $w = 0,1 \text{ mm}$
Acero liso	225	150	75
Acero de alta adherencia	375	250	125

Es oportuno recordar de nuevo aquí que los resultados que se obtienen con las diversas fórmulas al uso no son concordantes y que las distintas variables en juego no entran en consideración de igual modo, según las teorías. Así, por ejemplo, la fórmula propuesta por el profesor Rüschi responde al tipo:

$$B_f \leq K_2 \cdot \frac{\phi}{\sigma_a^{*2}},$$

donde el límite elástico del acero entra elevado al cuadrado. La consulta de los cuadros comparativos del Comentario 3.15 de la H. A. 61 (pág. 196 de la 1.ª edición) indica que los valores de B_f , según Brice, Rüschi y H. A. 61, llegan a diferir en la relación 1 a 2, e incluso más, según los casos. No debe, por tanto, esperarse precisión cuantitativa de estas comprobaciones.

Últimos trabajos del Comité Europeo del Hormigón

La Comisión IVa del C.E.B. está dedicada al estudio de la fisuración y ha venido desarrollando una gran actividad en los últimos años, bajo el impulso de su nuevo presidente el doctor Ferry-Borges (Lisboa). Consecuencia de tales trabajos ha sido la elaboración de una teoría de síntesis, recogiendo las últimas aportaciones sobre el tema, cuya principal novedad con respecto a lo que se ha expuesto hasta aquí consiste en la introducción de una nueva variable, a saber, el espesor del recubrimiento.

Aun cuando parte de los trabajos de Ferry-Borges son ya conocidos en castellano a través del libro del profesor Jiménez Montoya⁴, expondremos, a continuación, un resumen más detallado de los mismos, con algunos comentarios.

Se ha visto anteriormente que si se supone proporcionalidad directa entre la tensión de adherencia y la resistencia en tracción del hormigón, la distancia media entre fisuras puede expresarse por la relación:

$$\Delta l = K \cdot \frac{\phi}{\bar{\omega}_f} \quad [4]$$

es decir, en función del cociente $\phi/\bar{\omega}_f$. Sin embargo, era un hecho conocido por los experimentadores que la distancia entre fisuras, en ciertas series de ensayos, respondía mejor a una relación del tipo

$$\Delta l = k \cdot c,$$

directamente proporcional al recubrimiento c de las barras, con independencia del factor $\phi/\bar{\omega}_f$. La teoría de síntesis elaborada por Ferry-Borges establece la expresión aditiva:

$$\Delta l = k_1 \cdot c + k_2 \cdot \frac{\phi}{\bar{\omega}_f}, \quad [15]$$

cuya justificación teórica puede explicarse como se indica a continuación.

Consideremos un prisma de hormigón (fig. 7) de sección transversal B_f armado con una barra de diámetro ϕ sometida a tracción. Si se admite que todas las secciones transversales de hormigón se mantienen planas, resulta válido el razonamiento que se hizo anteriormente para deducir la fórmula [4], con lo que la distancia entre fisuras puede expresarse como directamente proporcional al cociente $\phi/\bar{\omega}_f$.

Pero sucede que las caras extremas AA' y BB' no permanecen planas (línea de puntos en la figura), por lo que el alargamiento ϵ_b del hormigón en la cara AB es más pequeño que el del acero ϵ_a en las secciones próximas a los extremos y no llega a igualarlo hasta una cierta distancia x , en la cual ya es $\epsilon_{bx} = \epsilon_{ax}$. Esa distancia x es proporcional al recubrimiento c .

Un análisis completo del estado de tensiones resultante de estos dos efectos combinados conduce a la conclusión de que tales efectos son aditivos, lo que permite establecer la relación:

$$\Delta l = k_1 \cdot c + k_2 \cdot \frac{\phi}{\bar{\omega}_f}. \quad [15]$$

En la figura 8 puede verse el resultado del estudio de dos prismas armados con cuantías muy diferentes. En la parte derecha de cada semiprobeta se han dibujado, por una parte, la red de isostáticas y, por otra, la variación de las tensiones medias en el hormigón y en el acero. En la parte izquierda aparecen las líneas de igual tensión principal de tracción y la variación de las tensiones principales de tracción en diversas secciones transversales.

Se observa que las esquinas no están solicitadas prácticamente y que a partir de una cierta distancia de la cara extrema (marcada por el final de la línea 0,6) las tensiones se distribuyen de modo uniforme, *con independencia del valor de la cuantía*. Esto sucede a una distancia de la cara exterior aproximadamente igual a $1,5c$, siendo c el espesor del recubrimiento.

Se observa también en la figura 8 que en las proximidades del acero, al extremo de la probeta, la tensión principal de tracción alcanza valores elevados y cabría esperar una fisuración del hormigón por este motivo. Pero no sucede así, debido a un comportamiento plástico del material en esa zona, suficiente para que la fisuración no se produzca.

La validez de la fórmula aditiva resulta confirmada por ensayos realizados por el profesor Robinson (París), sobre prismas de 2 m de longitud y pequeña sección, armados con una barra axil. Los resultados de estos ensayos fueron estudiados estadísticamente, llegándose a la conclusión de que la distancia entre los extremos de los prismas y las primeras fisuras no pertenecían a la misma población estadística que las distancias entre fisuras sucesivas.

En fin, la fórmula que comentamos está en la línea de otras investigaciones, como la de Gergely y Lutz⁵, cuyas conclusiones establecen que, con respecto a la fisuración, la variable más decisiva es la tensión del acero y que el recubrimiento es una variable importante, de mayor influencia que el diámetro de las barras*.

Valores de los parámetros k_1 y k_2

Como se ha dicho más arriba comentando la figura 8, la distribución uniforme de tensiones en el hormigón se alcanza a una distancia de la cara exterior igual a $1,5c$, lo que permite

* Según Gergely y Lutz, las principales variables que intervienen en el fenómeno son: el área de hormigón B_f , el número de barras, el recubrimiento y la tensión en el acero.

asignar el valor de 1,5 al coeficiente k_1 de la fórmula [15]. La validez de este coeficiente ha sido confirmada mediante estudios experimentales en los que el recubrimiento c se hizo variar ampliamente⁶. En ciertos casos, no obstante, k_1 puede alcanzar valores mayores y llegar incluso a 4,5 en losas.

En cuanto al parámetro k_2 depende, por definición, del cociente entre la resistencia a tracción del hormigón y la tensión de adherencia. Como ambas variables se mueven en el mismo sentido, el parámetro podría venir representado por una constante con valores diferentes según las características de adherencia del acero. La influencia de esta variable, es decir, de la forma de la superficie de las barras, es más pequeña de lo que habitualmente se cree, como ya se dijo.

Los resultados experimentales se colocan de forma tal (fig. 9) que resultan para k_2 valores comprendidos entre 0,04 y 0,02 cuando se trata de elementos sometidos a flexión simple o a tracción.

Tensión media en el acero

Se ha visto más arriba, fórmula [7], que la tensión media del acero puede deducirse de la máxima, restándole el efecto del hormigón. Dicho efecto puede expresarse, en forma más sencilla que la dada en [7], por el factor $k_3/\bar{w}_f$, con lo que resulta:

$$\varepsilon_a = \frac{1}{E_a} \left(\sigma_a - \frac{k_3}{\bar{w}_f} \right), \quad [16]$$

siendo:

σ_a la tensión en el acero en la zona de fisura.

Esta fórmula expresa claramente el efecto de absorción de tensiones por el hormigón, tanto más acusado cuanto mayor es la cantidad de hormigón que rodea cada barra o, dicho de otro modo, cuanto menor es la cuantía.

TENSION EN EL ACERO, σ_a (kp/cm²)

En la figura 10 se ha representado la fórmula [16] para diversos valores de la cuantía $\bar{\omega}_f$, adoptando para k_3 el valor 7,5 kp/cm², que es el propuesto por Ferry-Borges a la vista de los resultados obtenidos en ensayos de Rüsck y Rehm⁷, así como de los ensayos portugueses ya citados⁶. Dicho valor corresponde a aceros de alta adherencia en piezas sometidas a flexión simple, debiendo ser aumentado hasta 30 cuando se trata de piezas en tracción.

Anchura de grietas

De acuerdo con la fórmula [2], la anchura media de las fisuras viene ahora expresada por:

$$w_m = \frac{1}{E_a} \left(k_1 \cdot c + k_2 \cdot \frac{\phi}{\bar{\omega}_f} \right) \left(\sigma_a - \frac{k_3}{\bar{\omega}_f} \right), \quad [17]$$

que se transforma, al introducir los valores numéricos anteriormente indicados, en:

$$w_m = \frac{1}{2.100.000} \left(1,5 c + 0,04 \cdot \frac{\phi}{\bar{\omega}_f} \right) \left(\sigma_a - \frac{7,5}{\bar{\omega}_f} \right). \quad [18]$$

Esta fórmula ha sido contrastada con una abundante experimentación abarcando unas 150 vigas. Cada viga de ensayo da lugar a varias comprobaciones, midiendo la anchura real de fisuras para valores crecientes de la tensión σ_a en el acero. Los resultados se muestran en la figura 11, donde aparecen nueve tipos diferentes de acero de alta adherencia. Sobre la zona marcada con A en la figura caen muchos más puntos de los representados, que no figuran por falta de espacio. Como se ve, la concordancia con la realidad es muy aceptable, resultando un valor medio de 1,03 con dispersión del 32 %.

En la práctica no es la anchura media w_m la que interesa, sino la máxima w . Conviene por ello estudiar experimentalmente la relación entre ambas, y dicho estudio muestra (fig. 12) que la dispersión es prácticamente independiente de la tensión en el acero, dentro del intervalo $1.500 < \sigma_a < 4.000$ kp/cm². La figura muestra el diagrama de frecuencias de las dispersiones y permite deducir que un 80 % de los puntos están comprendidos en el intervalo de 0,3 a 0,5, por lo que cabe adoptar el valor 0,4 como más representativo. Y si se mantiene el criterio de adoptar como valor característico aquel que no es sobrepasado más que en un 5 % de los casos, resulta (suponiendo una distribución normal) que:

$$w_k = (1 + 1,65 \times 0,4) w_m = 1,66 w_m. \quad [19]$$

La nueva Instrucción española E. H. 68 recoge, en el comentario del artículo 43.3, una expresión para la anchura máxima de fisuras que es igual a la [18], sin más que sustituir la tensión σ_a en el acero por el cociente σ_a/γ_s y habiendo considerado $w_k = 2,1 w_m$, con lo que se introduce un coeficiente de seguridad del orden de 1,3, propio del cálculo a fisuración*.

* Esta fórmula no es aplicable para cuantías muy bajas, con las cuales no se produce fisuración sistemática. Puede suponerse como límite de validez el de $\bar{\omega}_0 \leq 0,01$.

Reglas prácticas de comprobación

A partir de las fórmulas anteriores (incluido el coeficiente 1,30), y tomando como anchuras de grietas máximas admisibles los valores 0,2 mm para estructuras no protegidas y 0,3 mm para estructuras protegidas, es posible establecer ábacos simples que resuelven el problema de la comprobación.

Para confeccionar tales ábacos, hay que suponer un valor para el recubrimiento c en función del diámetro de las barras. Si se tienen en cuenta las limitaciones en cuanto a recubrimiento que establecen las reglas (art. 13.3 de la Instrucción E. H. 68), puede establecerse el criterio siguiente:

— para estructuras no protegidas:

$$c = 2 \text{ cm} + \varnothing_{\text{estribo}} = 2,6 \text{ cm para } \varnothing \leq 26 \text{ mm};$$

$$c = \varnothing \quad \text{para } \varnothing > 26 \text{ mm};$$

— para estructuras protegidas:

$$c = 1 \text{ cm} + \phi_{\text{estribo}} = 1,6 \text{ cm para } \phi \leq 16 \text{ mm};$$

$$c = \phi \text{ para } \phi > 16 \text{ mm}.$$

Los ábacos se expresan en forma de limitación para el diámetro, en función de la cuantía, para los distintos aceros de alta adherencia. Su validez puede extenderse a los aceros lisos,

recomendándose: no tener en cuenta resistencias características σ_{ak} superiores a 3.200 kp/cm² (lo que equivale prácticamente a limitar a 2.000 kp/cm² la tensión de servicio del acero), y, para evitar fisuraciones excesivas, respetar las limitaciones de diámetros correspondientes a acero de alta adherencia con $\sigma_{ak} = 4.000$ kp/cm².

Los ábacos resultantes, que han sido preparados en Lisboa y que figurarán probablemente en la próxima edición de las Recomendaciones del C.E.B., aparecen en las figuras 13 y 14.

Conclusión

Las comprobaciones al uso de las condiciones de fisuración difieren unas de otras. En el estado actual de nuestros conocimientos sobre el tema, no debe esperarse precisión cuantitativa de estas comprobaciones, sino más bien una información de tipo cualitativo, cuyo mayor valor reside en las orientaciones que suministra y a las que el buen juicio del proyectista debe aplicarse.

Construcciones no protegidas ($w_{\text{límite}} = 0,2 \text{ mm}$)

Construcciones protegidas ($w_{\text{limite}} = 0,3 \text{ mm}$)

En la práctica, y para los casos ordinarios, puede asegurarse que cuando una armadura ha sido distribuida en un lógico número de barras, colocadas de forma racional, unas u otras fórmulas de fisuración resultarán satisfechas más o menos aproximadamente. Si ello no es así, o sea, si no es posible satisfacer ninguna fórmula y ello por un amplio margen, la mejor solución consiste en aumentar la armadura de tracción, es decir, utilizar más armadura de la estrictamente necesaria por necesidades resistentes. De este modo se rebaja la tensión σ_a de trabajo del acero, factor de primera importancia en el fenómeno.

A esta solución conviene recurrir siempre que, por razones estéticas u otras, se quiera estar seguro de que no aparecerá fisuración en las piezas.

Especial atención debe prestarse al caso de vigas de gran canto, en las que la armadura principal se concentra en una pequeña zona de dicho canto. En tales casos, se producen en el alma tracciones importantes que tienden a fisurarla, por lo que es obligado disponer armaduras de piel junto a los paramentos en forma de barras finas longitudinales formando mallas con los estribos. Para cantos superiores a 80 cm, ya conviene poner tales armaduras con separación entre barras del orden de 20 cm y cuantía en cada cara del orden del 0,5 ‰.

No debe olvidarse, por último, que las fórmulas y métodos de comprobación usuales han sido deducidas a partir de ensayos sobre tirantes o vigas en flexión simple. Su extensión a la flexión compuesta es más imprecisa y, mucho más aún, a muros, placas y piezas no prismáticas.

Añadiré para terminar que todo lo dicho se refiere a la fase de proyecto, y de muy poco ha de servir si la ejecución de la obra no se realiza adecuadamente; porque, como dice nuestra Instrucción por algún sitio, la mejor protección para las armaduras es un hormigón de buena resistencia y compacidad. Estas cualidades juegan un papel mucho más importante que el diámetro de las barras o el simple espesor del recubrimiento, por grande que éste sea.

Referencias

1. Rapport CUR-10 de la Unión Holandesa del Hormigón, Delft, mayo 1956.
2. «An investigation of the crack control characteristics of various types of bar in reinforced concrete beams», por Base, Read, Beeby y Taylor. Cement and Concrete Association, 1966.
3. Boletín núm. 12 del Comité Europeo del Hormigón.
4. «Hormigón Armado», por Pedro Jiménez Montoya, 3.ª edición. Editorial Gustavo Gili, S. A., Barcelona, 1969.
5. «Maximum crack width in reinforced concrete flexural members», presentado al Simposio de Filadelfia del Comité ACI 224, marzo 1966.
6. «Estudio de aços para betão armado». Laboratorio Nacional de Ingeniería. Lisboa, 1956.
7. «Vorläufiger Bericht über 3 Balkenversuche mit Rippentorstahl-Bewehrungen», Munich, 1959.
8. Boletín núm. 61 del Comité Europeo del Hormigón, junio 1967.

La fissuration des poutres en béton armé

Alvaro García Meseguer, Dr. Ing. des Ponts et Chaussées

L'auteur passe en revue les diverses théories actuelles portant sur la fissuration et justifie en même temps les formules données par les nouvelles normes du béton E.H. 68, récemment sanctionnées en Espagne à titre interministériel. Le lecteur pourra ici trouver plusieurs formules et des abaques de vérification, ainsi qu'un exposé des travaux les plus récents exécutés dans ce domaine par le Comité Européen du Béton.

Cracking of reinforced concrete beams

Alvaro García Meseguer, Dr. civil engineer

This paper reviews several theories on cracking, and incidently justifies the formulae contained in the new Reinforced Concrete Specification E.H. 68, which was recently approved in Spain by an interministerial authority. A number of formula and charts are given, as well as the most recent papers by the European Concrete Committee on this matter.

Bildung von Rissen bei Stahlbetonbalken

Dr. Alvaro García Meseguer, Tief- u. Hochbauingenieur

Es werden hier die verschiedenen uns bekannten Theorien bezüglich Bildung von Rissen behandelt zur Rechtfertigung der in der neuen vor kurzen in Spanien amtlich bestätigten Stahlbetonnorm E.H. 68 enthaltenen Richtlinien. Verschiedene Nachschlageformel und -tabellen sowie auch die neuesten diebezüglichen Folgerungen des Europäischen Ausschusses für Stahlbeton vervollständigen diesen Beitrag.