

CAPÍTULO 2. CONCEPTOS PREVIOS

2.1. MECÁNICA DE LA FRACTURA EN EL HORMIGÓN.

2.1.1. Introducción

El hormigón es un material que presenta una resistencia a tracción de aproximadamente el 10% de la resistencia a compresión, por lo que es bastante baja. Si se somete a una barra de hormigón en masa a una tracción pura con desplazamiento controlado y se miden la fuerza aplicada y el desplazamiento producido en el punto de aplicación de la fuerza se observa una curva carga-desplazamiento ($P-\delta$) como la que se observa en la siguiente figura.

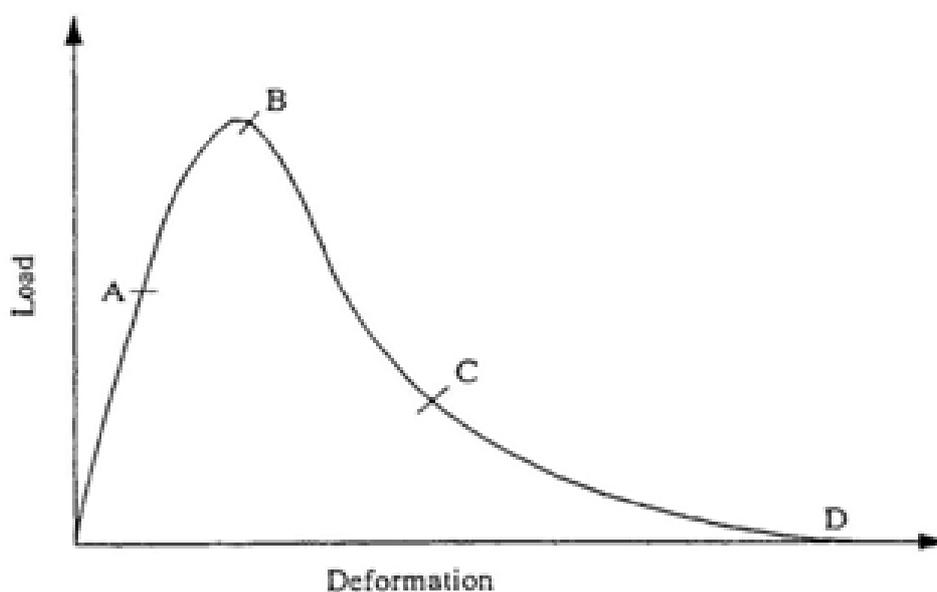


Figura 2.1.- Curva $P-\delta$ para una barra sometida a tracción pura con desplazamiento controlado

En la figura anterior se observa que hay una zona, antes de alcanzar la capacidad última, en la que se produce un endurecimiento por deformación con un tramo final (tramo A-B) no lineal, seguido por un ablandamiento postpico (tramo B-C-D) con carácter fuertemente no lineal hasta que se produce la rotura.

Para los materiales frágiles (figura 2.2.a), una vez que se alcanza la carga máxima se produce una caída inmediata de la curva $P-\delta$, produciéndose una rotura instantánea.

En un material dúctil (figura 2.2.b), en cambio, cuando se alcanza la carga máxima se produce una plastificación, aumentando las deformaciones sin necesidad de aumentar la carga, hasta llegar a un límite de deformación para el cual se produce la rotura.

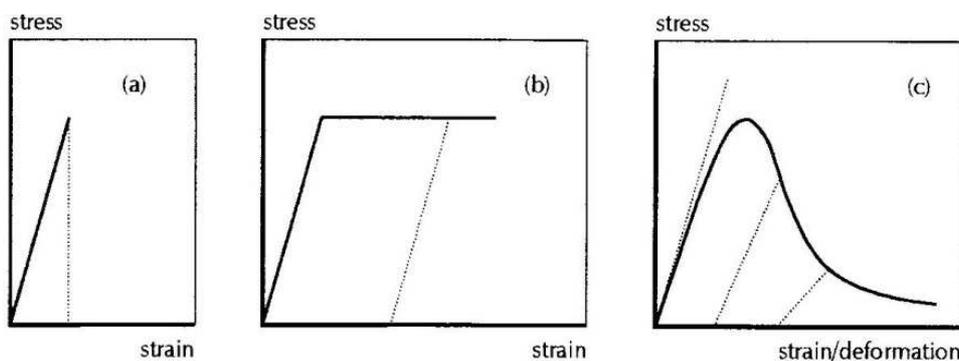


Figura 2.2.- Curvas σ - ϵ para materiales frágiles (a), dúctiles (b) y cuasi-frágiles (c)

El hormigón, como se ha visto anteriormente, presenta una curva P- δ intermedia a la de los materiales frágiles y dúctiles, y las deformaciones postpico que se producen no son muy elevadas. Por estas razones se puede denominar al hormigón como un material cuasi-frágil.

Las estructuras de hormigón están llenas de defectos tanto en su interior como en su superficie. Defectos como poros, huecos de aire y principalmente microgrietas. Al cargar una estructura, el hormigón se tensiona, y esta tensión unida a los defectos mencionados del hormigón provoca la formación de grandes fracturas con el consiguiente fallo de la estructura. Todavía las estructuras son diseñadas sin tener en cuenta estos fenómenos de propagación de grietas.

La Mecánica de la Fractura Elástico Lineal ha sido aplicada durante muchos años pero esta teoría sólo es aplicable para materiales elásticos, homogéneos y frágiles. El hormigón, como hemos dicho anteriormente, tiene un comportamiento que podríamos llamar cuasi-frágil por lo que esta teoría no ha tenido éxito en las estructuras de hormigón.

Hay ciertos fenómenos que no pueden ser explicados a través de la Teoría de la Elasticidad mediante el criterio de resistencia. Fenómenos como el ablandamiento que experimentan las estructuras de hormigón asociado al comportamiento posterior a la formación de la grieta, el fallo no simultáneo debido a la propagación de grietas, la influencia del tamaño sobre la capacidad cortante, etc., no pueden ser explicados por la Teoría de la Elasticidad.

Es por esto que surge la necesidad de estudiar el fenómeno de la fractura en el hormigón. Por tanto es necesario un criterio que considere este fenómeno y no sólo utilizar para el diseño de estructuras la teoría de la elasticidad con el criterio de fallo por resistencia.

2.1.2. Conceptos previos de la Mecánica de la Fractura Elástica y Lineal

A continuación se van a presentar los conceptos básicos de la mecánica de la fractura elástica y lineal necesarios para el posterior desarrollo de los modelos de mecánica de la fractura aplicada al hormigón.

2.1.2.1. Teoría de Griffith para materiales frágiles

Las grietas introducen fuertes concentraciones de tensiones en sus extremos en los materiales elásticos y frágiles. Las grietas y, en general, los defectos están presentes en todos los materiales. Debido a esto, la resistencia real de los materiales frágiles es inferior a la que teóricamente se predecía. Fue Griffith el primero en estudiar este fenómeno y aportar una solución analítica [1].

Para ilustrar el fenómeno Griffith considera una lámina cargada uniformemente con un corte en el centro. Cuanto más puntiagudo es el corte mayor es la concentración de tensiones que presente en su extremo. Alejados del corte, el campo tensional está formado por líneas rectas y paralelas, es decir, como si no existiese corte alguno.

Griffith dedujo una solución analítica para un corte elíptico en un panel elástico de espesor despreciable, sujeto a una tensión uniforme en sus extremos de valor σ .

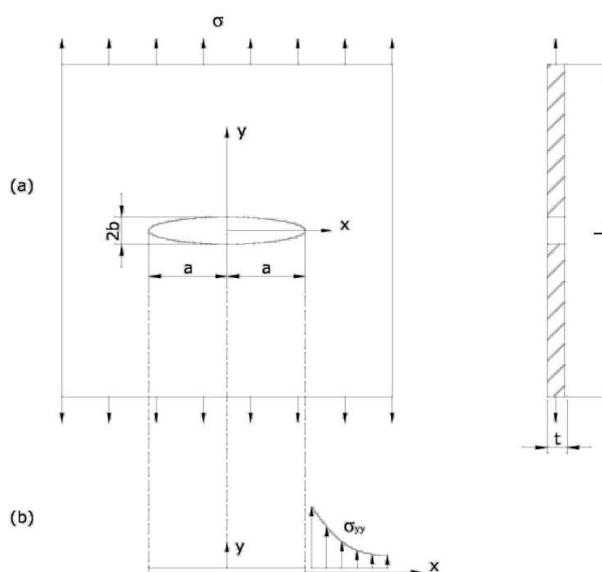


Figura 2.3.- Placa delgada ($L \gg t$) con hueco elíptico bajo una tensión uniforme σ . Cuando $b \rightarrow 0$ el hueco se convierte en una grieta (Problema de Griffith).

La solución analítica deducida es:

$$\sigma_{yy} = \sigma_{xx} + \sigma = \frac{\sigma}{\sqrt{\frac{x^2}{a^2} - 1}} \left[2 \frac{x}{a} + \sqrt{\frac{x^2}{a^2} - 1} \right]^{-1} + \sigma$$

$$\sigma_{xy} = 0 ;$$

De las expresiones se deduce que si el módulo de "x" tiende a "a", las tensiones " σ_{xx} " y " σ_{yy} " tienden a infinito y, además, si el módulo de "x" es mucho mayor que "a", las tensiones " σ_{xx} " tienden a cero y las " σ_{yy} " tienden a " σ ", es decir, como se ha dicho, si nos alejamos del corte, la tensión tiende a su valor exterior como si no existiese corte alguno.

Los desplazamientos de las caras del corte vienen dados por:

$$v(x) = \frac{2\sigma}{E'} \sqrt{a^2 - x^2} \quad : 0 \leq |x| \leq a$$

donde E' toma el valor de E o de E/1-v² para tensión plana y deformación plana respectivamente.

El trabajo realizado para abrir el corte una cantidad v(x) es:

$$W = 2 \left(-\frac{1}{2} \int_{-a}^a v(x) \sigma dx \right) = -\frac{\pi a^2}{E'} \sigma^2$$

El cual es igual a la energía liberada por la grieta durante su propagación.

Por otro lado, la energía, Γ , necesaria para producir la grieta es igual a la densidad de energía superficial del material, γ , necesaria para crear una superficie unidad libre de tensiones multiplicado por el área de grieta creada, esto es:

$$\Gamma = 4 \cdot a \cdot \gamma$$

Se considera que se produce un crecimiento estable de grieta, da , cuando la energía liberada al propagarse la grieta sea igual a la energía necesaria para su propagación, es decir:

$$d(W) = -d(\Gamma)$$

Lo que nos conduce a:

$$\sigma \cdot \sqrt{\pi \cdot a} = \sqrt{2 \cdot E' \cdot \gamma} = cte$$

Esta relación ha sido probada experimentalmente para materiales frágiles ideales y determina la tensión crítica para la cual una grieta de longitud $2a$ se propagará. Una vez que la grieta comienza a propagarse, al ser un material frágil ideal, continuará creciendo de forma catastrófica.

2.1.2.2. Teoría de Irwin para materiales frágiles

Se ha visto que en un cuerpo frágil, el proceso de fractura tiene lugar en los extremos de la grieta. Irwin observó que en las cercanías de los extremos de las grietas, las componentes del campo tensional no dependían de la forma del cuerpo elástico y de la forma de carga. Es costumbre resolver las tensiones con tres estados de carga elementales, llamados modo I, II y III [1].

Irwin definió un problema simple para poder resolverlo matemáticamente. Definió un problema de extensión infinita, sujeto a una tensión uniforme lejos de la grieta las cuales incluyen uno de los tres modos.

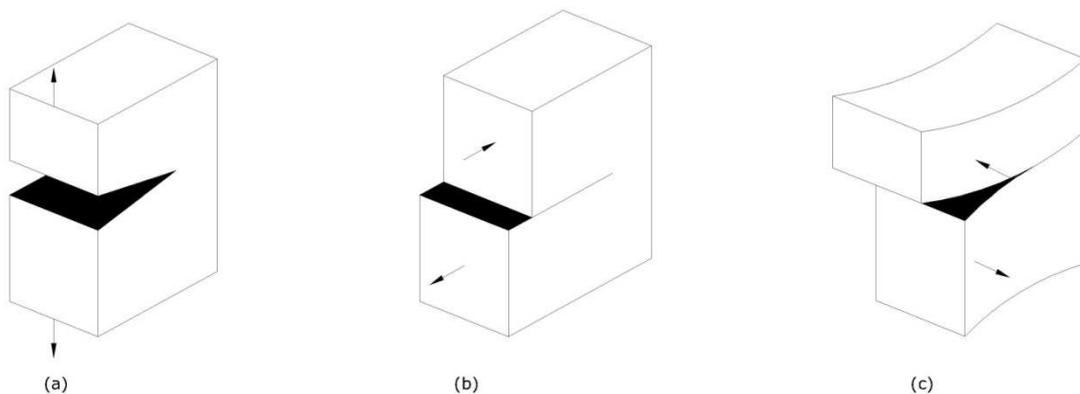


Figura 2.4.- Tres modos posibles de deformación.

Para cada modo calculó las tensiones y definió así el factor de intensidad de tensiones. Para el modo I se tiene [1]:

$$\begin{aligned}\sigma_{xx} &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left(1 - \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} \cdot \operatorname{sen} \frac{3\theta}{2} \right) \\ \sigma_{yy} &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left(1 + \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} \cdot \operatorname{sen} \frac{3\theta}{2} \right) \\ \sigma_{xy} &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \cdot \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} \cdot \cos \frac{3\theta}{2} \\ u &= \frac{K_I(1+\nu)}{E} \sqrt{\frac{2r}{\pi}} \cos \frac{\theta}{2} \left(\frac{\kappa-1}{2} + \operatorname{sen}^2 \frac{\theta}{2} \right) \\ v &= \frac{K_I(1+\nu)}{E} \sqrt{\frac{2r}{\pi}} \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} \left(\frac{\kappa-1}{2} - \cos^2 \frac{\theta}{2} \right)\end{aligned}$$

donde u y v son los desplazamientos horizontal y vertical respectivamente. Para la geometría descrita por Irwin y solo para esta, K_I viene definido por la expresión:

$$K_I = \frac{1}{\sqrt{\pi a}} \int_{-a}^a \sigma(\zeta) \sqrt{\frac{a+\zeta}{a-\zeta}} d\zeta$$

integrando se tiene que el Factor de Intensidad de Tensiones para el modo I es:

$$K_I = \sigma \sqrt{\pi a}$$

Este, K_I , depende de la geometría del cuerpo y de la forma en que la carga es aplicada para crear las condiciones del modo I en las caras de la grieta.

Visto esto se expone a continuación el criterio de Irwin que establece: una grieta en un material frágil se propagará cuando el factor de intensidad de tensiones K_I supere el valor crítico K_{IC} . Este valor crítico es una constante del material y es llamado Resistencia a la

Fractura.

$$K_{IC} = \sigma \sqrt{\pi a}$$

Hemos llegado al resultado fundamental de la Mecánica de la Fractura Elástico Lineal que establece que el criterio local de tensión de Irwin es igual al criterio global de energía de Griffith.

$$\left. \begin{aligned}\sigma \sqrt{\pi a} &= \sqrt{2E' \gamma} = cte \\ K_{IC} &= \sigma \sqrt{\pi a}\end{aligned} \right\} K_{IC}^2 = E' G_C \quad : \quad G_C = 2\gamma$$

donde G_c es la densidad de energía superficial de Griffith.

2.1.2.3. Modelo de Dugdale-Barenblatt

En los apartados precedentes se ha visto que cuando tenemos una grieta en un sólido elástico y lineal sometido a tracción, las tensiones en el vértice de la grieta tienden a infinito.

En los materiales reales las tensiones no pueden aumentar hasta infinito. Por ejemplo, en materiales dúctiles se producirá una plastificación en las inmediaciones de los vértices de la grieta y como parece obvio intuir, en materiales cuasi-frágiles se producirá un ablandamiento.

Para metales, se desarrolló el conocido modelo de Dugdale-Barenblatt [4]. En este modelo se tiene en cuenta la plastificación en los vértices de la grieta (figura 2.5) sustituyendo la grieta y la zona plastificada por una grieta más grande con unas tensiones de cierre de los vértices en la grieta (fuerzas cohesivas).

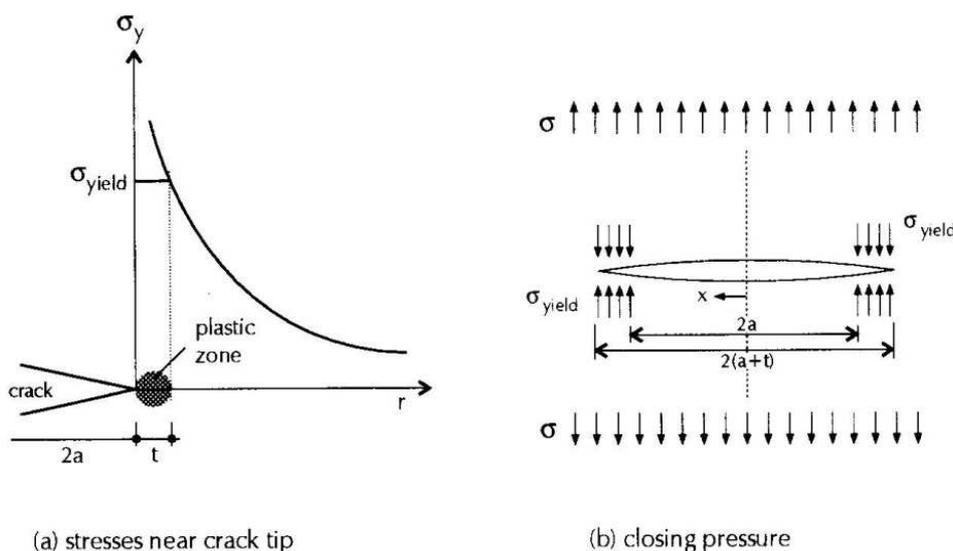


Figura 2.5.- Tensiones en el vértice de una grieta para un material elastoplástico, según modelo de Dugdale-Barenblatt

Los vértices de la grieta podrán soportar unas tensiones iguales al límite elástico σ_y del material. La longitud de actuación de estas tensiones (t) será determinada de manera que el factor de intensidad de tensiones originado por estas tensiones equilibre el factor de intensidad de tensiones originado por las fuerzas exteriores.

$$K_{\sigma} = \sigma \cdot \sqrt{\pi \cdot (a + t)}$$

$$K_{\sigma_y} = 2 \cdot \sigma_y \cdot \sqrt{\frac{a+t}{\pi}} \cdot \arccos \frac{a}{a+t}$$

Igualando ambas expresiones se obtiene el tamaño de la zona plástica en el vértice de la grieta t:

$$t = \frac{\pi^2 \cdot \sigma^2 \cdot a}{8 \cdot \sigma_y^2} = \frac{\pi \cdot K^2}{8 \cdot \sigma_y^2}$$

$$K_I = \sigma \cdot \sqrt{\pi \cdot a}$$

En el caso de tener una distribución de tensiones cualquiera $\sigma(x)$ en el vértice de una grieta, el factor de intensidad de tensiones sería:

$$K_{\sigma_y} = 2 \cdot \sqrt{\frac{a+t}{\pi}} \cdot \int_a^{a+t} \frac{\sigma(x) \cdot dx}{\sqrt{(a+t)^2 - x^2}} dx$$

Este modelo tiene una especial importancia en la aplicación de la mecánica de la fractura al hormigón estructural, ya que ha sentado las bases de los modelos de grieta discreta de aplicación al hormigón. El estudio del comportamiento del material en las inmediaciones del vértice de la grieta será el eje fundamental de los distintos modelos de aplicación al hormigón.

2.1.2.4. Determinación de los Parámetros de la Fractura Elástica y Lineal

Como se ha visto en los apartados anteriores, para el análisis de la fractura según la teoría de la MFEL, se requiere el conocimiento de una serie de propiedades de fractura del material y que están relacionadas con la energía de fractura G_c o con el factor K_{Ic} .

El ensayo más extendido para la caracterización de estas propiedades es el de flexión en tres puntos, consistente en llevar a rotura una probeta prismática con una grieta pre-existente.

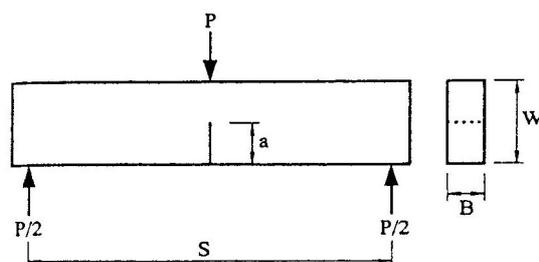


Figura 2.6.- Ensayo a flexión en tres puntos

Pudiendo obtenerse el factor de intensidad de tensiones crítico según la expresión [3]:

$$K_{IC} = 6 \cdot Y \cdot M_{\max} \cdot \sqrt{a} / B \cdot W^2$$

Donde el parámetro Y es un parámetro de ajuste función de la altura relativa de la fisura previa y de la geometría. Dicho ajuste se realiza mediante una función polinómica (Brown and Srawley, 1966) o de mayor complejidad (Srawley, 1976) [3].

2.1.3. Energía de fractura

2.1.3.1. *Definición de energía de fractura*

El crecimiento de una grieta requiere el consumo de cierta cantidad de energía, por lo que es necesario un criterio de fallo por energía y por tanto la definición de energía de fractura.

Supongamos que ensayamos una probeta de hormigón de tal manera que el crecimiento de la grieta es siempre estable y asumimos que todo el trabajo realizado por la carga exterior se emplea en aumentar el tamaño de la grieta y que además la energía requerida por la grieta es independiente de la geometría de la probeta.

El trabajo realizado por la carga, el cual debido a la primera suposición hecha es igual a la reducción de energía potencial, puede ser consumido únicamente por la fractura de los ligamentos que están impidiendo que la grieta se propague. Denotamos por W_F a este trabajo y por A_{lig} al área intacta antes de comenzar el ensayo, es decir, el área no agrietada. A partir de estos dos parámetros podemos definir la energía necesaria para crear una grieta de un área unidad, y la llamamos G_F :

$$G_F = \frac{W_F}{A_{lig}}$$

G_F : "Energía específica de fractura"

Para un material elástico y frágil la energía de fractura G_F debe ser igual al valor G_C , por lo que no debería importar que tipo de procedimiento usar para el cálculo del factor de intensidad de tensiones.

2.1.3.2. *Evidencia experimental*

Gettu (1990) realizó ensayos a flexión de vigas en tres puntos para observar el comportamiento de G_F con el tamaño característico, es decir el canto D, la relación a/D y la distancia entre apoyos S.

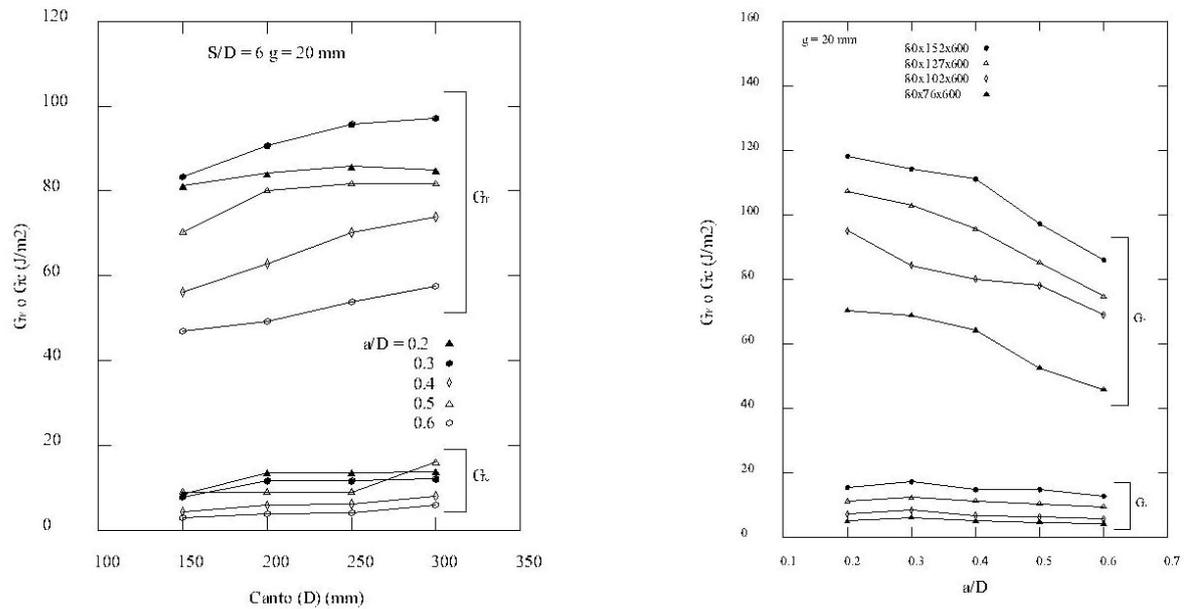


Figura 2.8.- Variación de G_f y G_c con el canto de la viga (D) y con la relación (a/D) para ensayos a flexión de vigas en tres puntos.

W_f es calculado como el área bajo la curva carga-deflexión y G_f se calcula a partir de esta última y del área $A_{lig}=B(D-a)$. Para el cálculo de G_f se utiliza la expresión $K_{IC}^2=E' \cdot G_c$ donde K_{IC} se

calcula con la fórmula de la probeta adecuada, es decir $K_{IC} = \frac{6 \cdot Y \cdot M_{max} \cdot \sqrt{a}}{B \cdot D^2}$.

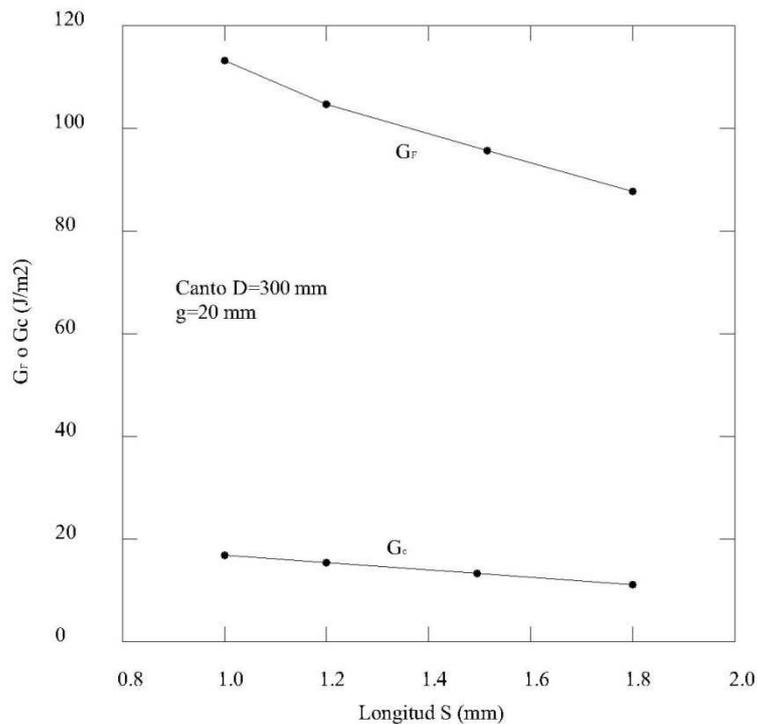


Figura 2.9.- Variación de G_f y G_c para ensayos a flexión de vigas en tres puntos con la distancia entre apoyos (S).

De las gráficas anteriores se observa que G_F es considerablemente mayor que G_C , que ambos crecen cuando crece el tamaño de la estructura D y que decrecen con la relación a/D .

La variación de G_C era la esperada porque varía de la misma forma que lo hace el factor de intensidad de tensiones como se verá en la siguiente sección. Esto confirma que el hormigón como se suponía no es un material frágil ideal. Es la variación entre G_F y G_C para una misma mezcla y geometría lo que resulta sorprendente. Existen muchas posibles razones para esta discrepancia y para la propia variación de G_F que vamos a discutir en el siguiente apartado.

2.1.3.3. Razones de la variabilidad de G_F

La variación que se ha observado en los resultados experimentales es debida a la violación de dos de las suposiciones que se hicieron para definir la energía específica de fractura G_F . Estas dos son [3]:

- i. El trabajo realizado por la carga externa se emplea sólo en la extensión estable de la grieta.
- ii. La energía requerida por esta es independiente de la geometría de la probeta y de la forma de aplicación de la carga.

La primera de la hipótesis es imposible que se satisfaga en la práctica, ya que existen varios procesos a parte de la extensión de la grieta en los cuales se emplea energía. Estos son: pérdidas de energía en la máquina de ensayos, pérdidas térmicas, energía consumida por las pequeñas grietas existente en la estructura. Además de estos errores, existen otros de menos relevancia pero que es interesante su conocimiento, como por ejemplo la improbabilidad de que la grieta sea totalmente recta, que el crecimiento de la grieta no tiene lugar estrictamente bajo el modo de carga I. Es claro que algunos errores son atribuibles a la determinación de W_F y otros a la de A_{lig} , como se arroja de su definición.

La segunda de las hipótesis realizadas para definir la energía de fractura específica puede ser sólo satisfecha en la práctica cuando la Mecánica de la Fractura Elástico Lineal sea estrictamente válida.

Han sido muchos los intentos realizados para cuantificar o eliminar los orígenes de errores identificados. El error introducido por la máquina de ensayos puede ser eliminado por completo con una correcta calibración de esta. La energía elástica recuperable puede ser cuantificada y eliminada del total del trabajo W_F .

2.1.4. Efecto tamaño

El efecto tamaño es probablemente la razón más convincente para el uso de mecánica de la fractura aplicada al hormigón. El efecto tamaño se puede definir a través de una comparación de estructuras de diferente tamaño pero geoméricamente similares. Como parámetro de comparación se utiliza la tensión nominal σ_N para la carga máxima (P_u).

La tensión nominal no tiene por qué representar ninguna tensión real sobre la estructura y se podría definir como

$$\sigma_N = P_u / b \cdot d$$

cuando la similitud es bidimensional o como

$$\sigma_N = P_u / d^2$$

para similitud tridimensional. En las fórmulas anteriores d es una dimensión característica de la estructura (canto de la sección, luz, etc.) y b el ancho de la sección.

Cuando dos estructuras de diferente tamaño pero geoméricamente similares muestran distinta tensión nominal se tiene un efecto tamaño. Las estructuras de hormigón presentan generalmente presentan efecto tamaño (figura 2.10.a) [2, 3].

De dicha figura se obtienen principalmente dos observaciones claras. La cima de la curva de comportamiento se desplaza hacia la derecha y hacia arriba a medida que la dimensión del espécimen disminuye. La tensión última es mayor cuanto más pequeña es la estructura y además esta se produce con una mayor deformación. Igual ocurre con el punto correspondiente al fallo.

Todo esto implica un comportamiento más dúctil cuanto más pequeña sea la probeta, ya que la estructura se deforma más antes de llegar al colapso. Además, en la figura se puede ver que la probeta de menor tamaño alberga un área bajo su curva mayor que la de mayor tamaño, lo cual implica que tiene un comportamiento más tenaz que la de mayor tamaño.

Si se realiza un análisis mediante criterios de tensiones admisibles, criterios de límite plástico (teorías clásicas) o cualquier otra teoría que utilice algún tipo de criterio de límite de resistencia o criterio de fallo en términos de tensiones, la tensión nominal obtenida es constante, independiente del tamaño.

La MFEL define para distintas geometrías de probetas y configuraciones de carga una expresión de K_{IC} proporcional a la carga máxima. Podemos expresar K_{IC} definiendo previamente la tensión nominal $\sigma_N = P/B \cdot D$ como ya se hizo anteriormente, de la siguiente manera:

$$K_{IC} = \frac{P_u}{B \cdot D} \cdot \sqrt{a} \cdot f\left(\frac{a}{D}\right) = (\sigma_N)_u \cdot \sqrt{D} \cdot f'\left(\frac{a}{D}\right)$$

donde la f y f' son dos funciones adimensionales.

Como en la MFEL, K_{IC} es una constante del material, aplicando logaritmos a la expresión anterior nos queda:

$$\log(\sigma_{N_u}) = -\frac{1}{2} \cdot \log(D) + cte$$

por lo que el efecto tamaño para la MFEL es una línea recta de pendiente $-1/2$.

Por lo que se ha comentado en los párrafos anteriores, podemos observar que el criterio de resistencia no predice ningún efecto tamaño mientras que la MFEL predice una fuerte dependencia con el tamaño (figura 2.20.b).

El comportamiento real de las estructuras de hormigón (ley de Efecto Tamaño de Bazant) es una transición (figura 2.20.b) entre la asíntota horizontal del criterio plástico y la asíntota inclinada correspondiente a MFEL. Este efecto tamaño, que generalmente es ignorado en los códigos de diseño, es lo suficientemente importante como para justificar la necesidad de una teoría de mecánica de la fractura de aplicación al estudio del hormigón estructural.

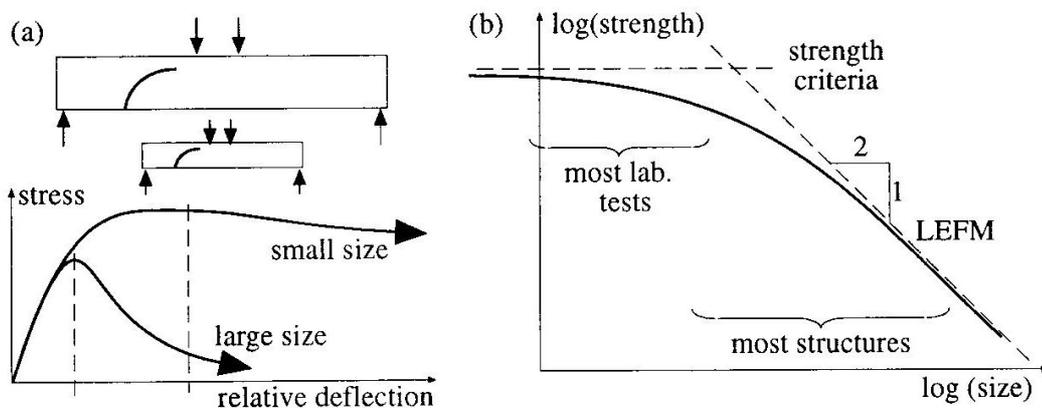


Figura 2.10.- Efecto tamaño en estructuras de hormigón

2.1.5. Modelos numéricos en mecánica de la fractura aplicada al hormigón

2.1.5.1. *Modelo de grieta discreta (ficticia)*

Basándose en el modelo de Dugdale, Hillerborg et al. desarrollaron en 1976 [6] el primer modelo de mecánica de la fractura cohesiva aplicado al hormigón. Este modelo analiza no solo el crecimiento de grieta en el hormigón, sino que también establece un criterio de formación de grietas.

La idea del modelo se basa en que al igual que para materiales dúctiles no se puede sobrepasar la tensión correspondiente al límite elástico en el vértice de la grieta, produciéndose plastificación, en el hormigón no se puede sobrepasar el valor de la resistencia a tracción. A partir de este valor se produce una caída en las tensiones (ablandamiento), variando con el valor de la apertura de la grieta. El criterio de iniciación de grieta se establece al alcanzar el valor del límite de resistencia a tracción del hormigón f_{ct} (figura 2.11).

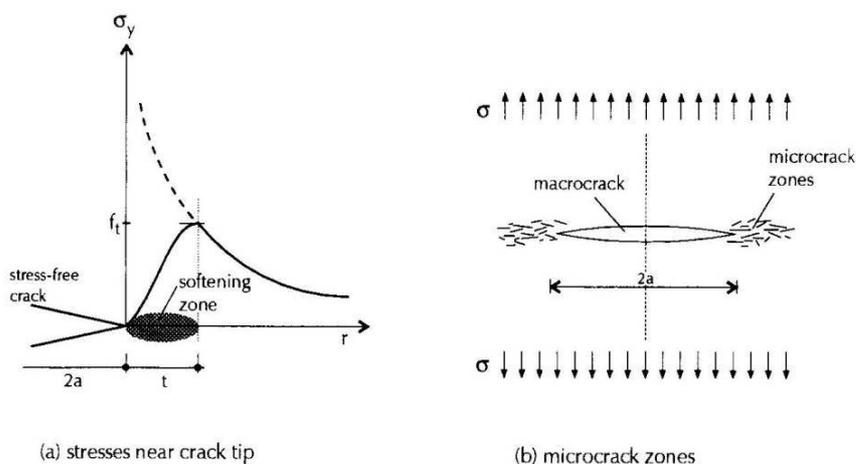


Figura 2.11.- Tensiones en el vértice de una grieta para materiales cuasi-frágiles

El modelo de Hillerborg fue desarrollado en principio para modo I de apertura de grieta, siendo también aplicable para modos II y III.

En este modelo de grieta ficticia se establece una distribución de tensiones de cierre de los vértices de la grieta (fuerzas cohesivas) a lo largo de la zona de proceso de fractura en función de la apertura ficticia de las caras de la grieta w . A este modelo se le añade la denominación ficticia porque en realidad se corresponde a una zona de aparición de microgrietas que todavía son capaces de transmitir tracciones, tal y como se ha comentado para la ZPF. Debido a lo

anterior, es fundamental definir una relación entre las tensiones y la apertura ficticia de la grieta $\sigma(w)$.

Esta distribución de tensiones está íntimamente relacionada con la energía absorbida durante el proceso de fractura, de manera:

$$G_F = \int_0^{w_1} \sigma \cdot dw$$

Siendo w_1 la apertura crítica de grieta a partir de la cual las tensiones se anulan.

El valor de la energía de fractura dado por la ecuación anterior corresponde al área encerrada por la curva σ - w , la cual se muestra en la siguiente figura.

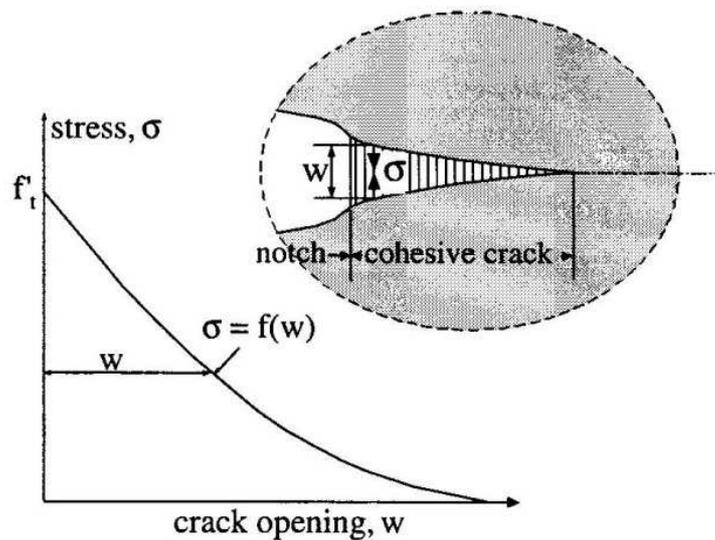


Figura 2.13.- Curva σ - w para materiales cuasi-frágiles

Debido a la importancia que esta curva de ablandamiento tiene para la teoría de la mecánica de la fractura aplicada al hormigón, se han realizado numerosas investigaciones sobre la forma más idónea de representarla, pudiendo comentarse, entre otras, las siguientes [7]:

Una primera aproximación muy simple para la curva σ - w puede ser la representada en la figura 2.14-izq. donde se establece una relación lineal.

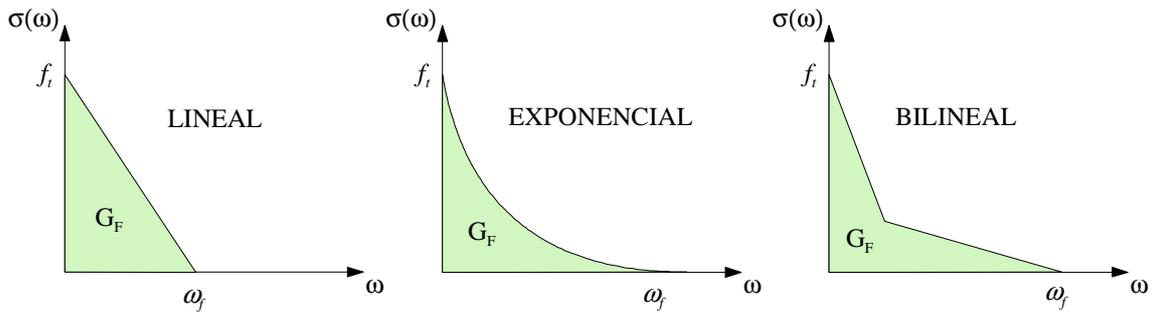


Figura 2.14.- Leyes σ - w aproximadas para materiales cuasifrágiles

En este caso tenemos:

$$G_F = \int_0^{w_1} \sigma dw = \frac{1}{2} f_{ct} w_1$$

$$w_1 = \frac{2G_F}{f_{ct}}$$

Otra aproximación de la curva de ablandamiento σ - w puede ser una aproximación bilineal como la indicada en la figura 2.14-dcha.

Una tercera aproximación, es una representación exponencial (figura 2.14-central) dada por la expresión:

$$\sigma = f_{ct} \cdot e^{-\frac{f_{ct} \cdot w}{G_F}}$$

Como se observa, la curva de ablandamiento σ - w del hormigón queda definida si se conocen la resistencia a tracción del hormigón y la energía de fractura.

La curva de ablandamiento σ - w puede ser determinada mediante modelos a escala microscópica o experimentalmente, siendo esta última manera más práctica y útil. Se han realizado numerosas investigaciones para la determinación de la curva de ablandamiento (de Borst 2003, Karihaloo 2003-2, Planas 2003, Volokh 2004, Petterson 1980-1, Petterson 1980-2).

La determinación experimental de la curva de ablandamiento del hormigón se puede realizar bien directamente a través de ensayos de tracción directa o mediante análisis inverso.

Previamente ha de definirse la aproximación que se empleará y se determinarán los parámetros necesarios para su definición (G_F , f_{ct} , etc.). Es importante tener en cuenta que para

poder observar la curva de ablandamiento experimentalmente han de realizarse los ensayos en equipos que permitan el control por desplazamiento [8, 9].

Una vez definidos todos los parámetros necesarios se puede realizar la implementación del modelo mediante MEF, como por ejemplo para realizar el análisis del comportamiento de una estructura de hormigón con una fisura preexistente (figura 2.15).

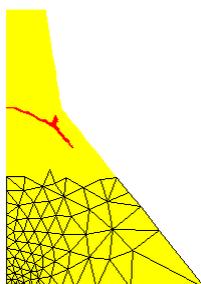


Figura 2.15.- Análisis de crecimiento de grieta en una estructura de hormigón mediante MEF

2.1.5.2. Modelo de fisuración continua

En el presente apartado se van a exponer modelos de mecánica de la fractura en hormigón, basados en formulación de medios continuos, es decir, en relaciones σ - ϵ que representen el comportamiento no lineal en fisuración del hormigón.

Estos modelos surgen con la idea de representar un agrietamiento difuso sobre una superficie (modelos bidimensionales) o sobre un volumen (modelos tridimensionales) de un elemento de hormigón. Este agrietamiento difuso puede entenderse como una representación sobre el continuo de la microfisuración producida en el hormigón (figura 2.16), ya que como se ha comentado anteriormente, la ZPF se produce con la aparición de microfisuras previas y no con el crecimiento de una grieta única directamente.

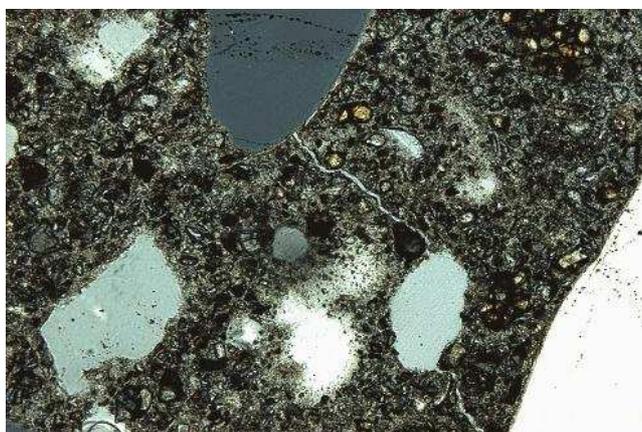


Figura 2.16.- Fisuración observada experimentalmente sobre una probeta de hormigón

Si se trata de un elemento de hormigón armado es más obvio pensar que se pueda producir un agrietamiento difuso sobre un continuo, ya que la armadura colabora en el reparto difuso de las fisuras.

2.1.5.2.1. Modelo de la Banda Fisurada

Este modelo fue introducido por Bazant en 1983 [2] y desarrollado por Bazant et al [10]. Es un modelo basado en formulación continua y que es totalmente equiparable al modelo de grieta ficticia. La formación de la ZPF se representa por una relación σ - ε en una banda del material de espesor h (figura 2.17).

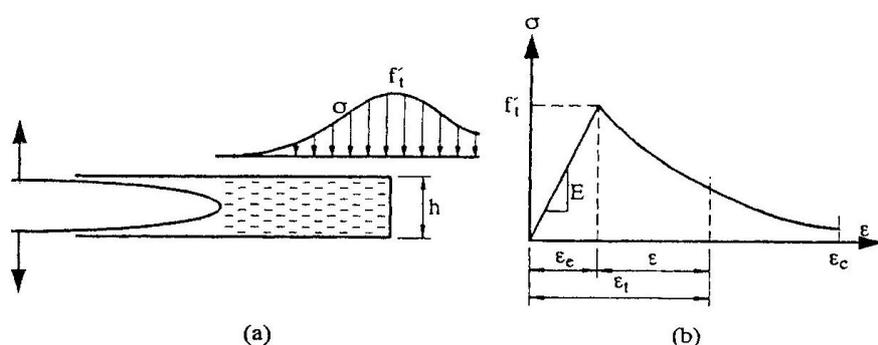


Figura 2.17.- a) Microfisuración difusa sobre una banda de ancho h . b) Ley σ - ε

Este modelo puede asimilarse al modelo de grieta ficticia sustituyendo la relación σ - w por una relación σ - ε sobre un elemento de espesor h . Debido a lo anterior, el comportamiento en fractura del material dependerá del espesor h considerado, para evitar esta dependencia (objetividad de los resultados) hay que imponer una condición sobre la energía de fractura del proceso, ya que esta puede entenderse como una propiedad del material, que no puede ser sensible al ancho considerado.

En el caso de la banda de grietas, la energía de fractura se puede obtener mediante la fórmula:

$$G_F = h \int_0^{\varepsilon_c} \sigma(\varepsilon) \cdot d\varepsilon$$

siendo:

σ tensión normal a la dirección de la grieta.

$\varepsilon_c = w_c / h$ deformación crítica para la cual se anulan las tensiones.

No se establece ninguna distinción entre la energía de fractura del modelo de grieta ficticia y la correspondiente al modelo de la banda de grietas. Lo anterior significa que se está asumiendo que cuando el ancho de la banda de grietas h tienda a 0, los dos modelos convergen en uno solo. La diferencia entre los resultados obtenidos con uno u otro modelo se encuentra en torno al 1% [3]. Conviene señalar que el proceso de obtención experimental de G_f es diferente para uno u otro modelo [2].

La ley σ - ε (figura 2.17.b) puede ser también representada aproximadamente mediante leyes lineales, bilineales, parabólicas, etc.

Según investigaciones de Bazant and Oh [11] se recomienda un valor de $h \approx 3d_{max}$, siendo d_{max} el tamaño máximo del árido. La ley σ - ε debe ajustarse posteriormente a la elección del valor de h , de manera que el valor de la energía de fractura G_f se mantenga inalterable.

Conviene considerar que el significado físico del espesor h de la banda de grietas no es la anchura de la zona agrietada en el frente de fractura, sino la distancia mínima posible entre grietas cohesivas paralelas.

En cuanto a la formulación basada en el continuo para un material isótropo en elasticidad plana, se pueden plantear las siguientes relaciones constitutivas:

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \end{pmatrix} = \frac{1}{E_c'} \begin{pmatrix} 1 & \nu' & 0 \\ \nu' & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1+\nu') \cdot E_c'}{E_c \cdot \beta} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0 \\ \varepsilon_f \\ 0 \end{pmatrix}$$

siendo:

$$E_c' = E_c / (1 - \nu^2) \quad (\text{deformación plana})$$

$$\nu' = \nu / (1 - \nu) \quad (\text{deformación plana})$$

$$E_c' = E_c \quad (\text{tensión plana})$$

$$\nu' = \nu \quad (\text{tensión plana})$$

$$\beta \quad \text{factor de retención tangencial.}$$

ε_f	deformación de fractura (<i>Figura.b</i>).
y	dirección normal a la dirección de la grieta.

El factor de retención tangencial β fue introducido por Phillips and Zienkiewicz en 1976 [2] y se suele utilizar como estabilizador para la resolución numérica. Este factor de retención tangencial representa el efecto de la rugosidad en la interfaz de la grieta para apertura en modo II. Un valor aproximado puede ser $\beta = 0.2$.

2.1.5.2.2. Modelos de Fisuración Difusa

Este modelo está íntimamente relacionado, en cuanto a su filosofía, con el modelo anterior. Puede entenderse como una extensión del modelo de la banda de grietas para un estado de tensiones multiaxial, donde no se conozca a priori donde se va a producir la ZPF, o que realmente haya una fisuración distribuida sobre un gran volumen del elemento estructural que no se pueda concentrar en una sola banda, como por ejemplo en el caso de elementos de hormigón armado.

Razonando de manera análoga al caso del modelo anterior, se pueden establecer unas relaciones constitutivas σ - ε para tensión plana, en el caso de que ya se haya iniciado la fisuración (se haya superado la resistencia a tracción del hormigón) y que son similares a las expuestas para el modelo de la banda de grietas:

$$\begin{pmatrix} \sigma_{nm} \\ \sigma_{ss} \\ \sigma_{ns} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mu \cdot E_c & 0 & 0 \\ 0 & E_c & 0 \\ 0 & 0 & \beta \cdot G \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_{nm} \\ \varepsilon_{ss} \\ \gamma_{ns} \end{pmatrix}$$

Siendo las orientaciones n y s , la normal a la dirección de la grieta (tensión principal de tracción) y la dirección de crecimiento de la grieta. Así se obtiene la matriz de rigidez secante

$$D_{ns}^s$$

$$D_{ns}^s = \begin{pmatrix} \mu \cdot E_c & 0 & 0 \\ 0 & E_c & 0 \\ 0 & 0 & \beta \cdot G \end{pmatrix}$$

El parámetro μ es un factor de reducción en función de la deformación en la dirección normal a la grieta $\mu = \mu_{(\varepsilon_{nn})}$ y que representa el comportamiento no lineal postpico (ablandamiento) del hormigón. Su determinación puede ser experimental, aunque lo más aconsejable y realista

(para no tener sensibilidad al mallado) es considerar la energía de fractura G_F como un parámetro básico del material que gobierna la propagación de fisuras y ajustar $\mu_{(\epsilon_{nn})}$ al valor de G_F y es similar a la curva σ - ϵ .

Como se acaba de comentar en el párrafo anterior, este factor μ considera la tensión de ablandamiento (tension-softening) postpico del hormigón. Es conveniente no confundirla con la tensión de refuerzo (tension-stiffening) que representa la contribución a la resistencia a tracción del material entre fisuras en elementos de hormigón armado y que se emplea también en este tipo de modelos.

Un refinamiento final de la matriz de rigidez secante puede hacerse añadiendo el efecto Poisson producido una vez formada la grieta:

$$D_{ns}^s = \begin{pmatrix} \frac{\mu \cdot E_c}{1 - \nu^2 \cdot \mu} & \frac{\nu \cdot \mu \cdot E_c}{1 - \nu^2 \cdot \mu} & 0 \\ \frac{\nu \cdot \mu \cdot E_c}{1 - \nu^2 \cdot \mu} & \frac{E_c}{1 - \nu^2 \cdot \mu} & 0 \\ 0 & 0 & \beta \cdot G \end{pmatrix}$$

Obteniéndose así una formulación para modo I, considerando el parámetro de retención tangencial en modo II.

La formulación expuesta anteriormente considera que el ángulo que tiene la grieta es siempre el mismo con respecto a unos ejes globales X-Y-Z, por lo que se denomina modelo de fisuración difusa fija.

Por el contrario, existe también el modelo de fisuración difusa giratoria donde la dirección de la tensión principal de tracción y la normal a la grieta están alineadas durante todo el proceso. El sistema de coordenadas local n-s es el mismo que el correspondiente al tensor de tensiones principales. Consecuentemente las tensiones tangenciales σ_{ns} son siempre nulas y no es posible la obtención de unos términos tangenciales de rigidez debido a la rotación de los ejes de las tensiones principales.

2.1.5.3. Modelos basados en la mecánica del daño en medios continuos

En el presente apartado se expondrán los conceptos básicos de la teoría de la mecánica del daño y su aplicación para modelos de mecánica de la fractura no lineal aplicada al hormigón.

La mecánica del daño y la mecánica de la fractura son dos teorías que están íntimamente relacionadas. En la mecánica del daño en medios continuos, se describen los efectos locales de la microfisuración como la evolución de las propiedades mecánicas del continuo cuando se desarrolla la microfisuración. Esta evolución se representa mediante degradación de la rigidez elástica, anisotropía inducida, deformaciones inelásticas, etc. El puente entre la mecánica del daño y la mecánica de la fractura se puede considerar como la situación donde el daño se hace máximo en un punto material o en una pequeña zona que define el tamaño de una imperfección inicial para ser tratado con mecánica de la fractura. En la mayoría de los casos esta situación corresponde a la localización de deformaciones y daño dentro de la zona de ablandamiento del material (figura 2.24) [12].

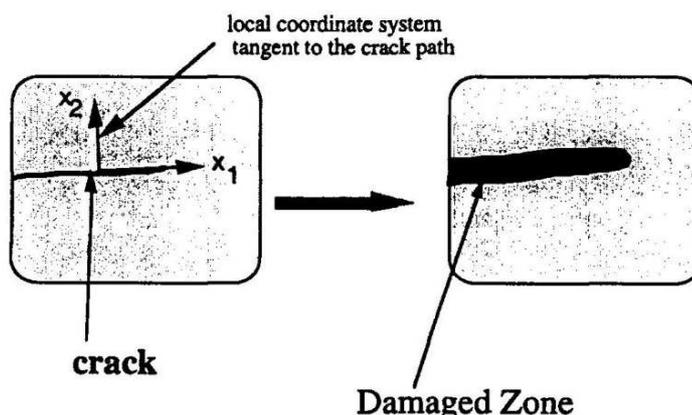


Figura 2.24.- Equivalencia entre una grieta y la zona dañada

En relación a lo comentado en el párrafo anterior, el efecto mecánico de microfisuración progresiva es representado por un grupo de variables de estado que actúan sobre el comportamiento elástico o plástico del material a nivel macroscópico [2, 10, 13]. A menudo, los modelos de daño aplicados al hormigón están basados en la reducción del módulo de elasticidad del material, siendo esta reducción proporcional al crecimiento del daño. Esta degradación del material puede ser isótropa, si no se tiene en cuenta la orientación de la fisuración, o por el contrario anisótropa, donde el daño es expresado proporcionalmente en función de la dirección normal a la de fisuración [14].

La relación σ - ε se puede expresar por lo tanto, mediante la siguiente expresión [15]:

$$\sigma_{i,j} = D_{i,j,k,l}^{daño} \cdot \epsilon_{k,l}$$

siendo:

$\sigma_{i,j}$ vector tensión.

$\epsilon_{k,l}$ vector deformación.

$D_{i,j,k,l}^{daño}$ matriz de rigidez afectada por la variable daño

De la expresión anterior se puede deducir que la variable daño que afecta a la matriz de rigidez puede ser un escalar, un vector o un tensor.

Evidentemente el modelo más simple que se puede considerar es aquel en el que la variable daño es escalar e isotrópica.

Para entender el planteamiento del problema se puede considerar el enfoque de Dougill [2], consistente en la consideración de un elemento material formado por muchas barras infinitesimales conectadas en paralelo (figura 2.25).

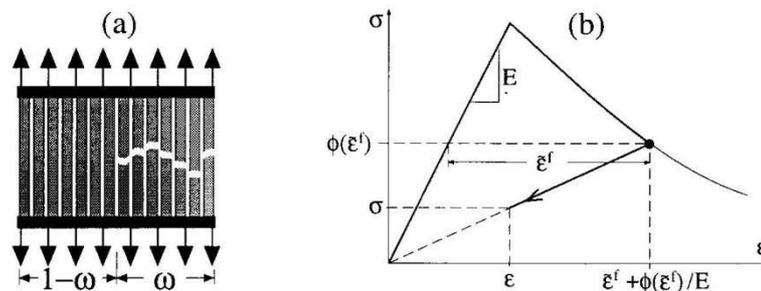


Figura 2.25.- a) Modelo de barras infinitesimales. b) Curva σ - ϵ según Bazant

Aunque a priori la resistencia de las barras se supone idéntica, lo cierto es que tiene un carácter aleatorio, por lo que las barras que sean un poco más débiles fallarán primero. Para una deformación del material ϵ , una fracción ω de las barras habrá fallado, por lo que la tensión resultante será:

$$\sigma = E_c \cdot (1 - \omega) \cdot \epsilon$$

La ecuación anterior expresa la tensión media que tendrían las barras. Si se considera la tensión real que tendrían las barras que no han fallado, se obtendrían las microtensiones τ :

$$\tau = \frac{\sigma}{1 - \omega}$$

De esta manera se obtiene una relación entre las macro tensiones σ y las micro tensiones τ , que es la relación básica de la mecánica del daño en el continuo. Como un modelo debe representar la evolución del daño, esta se puede obtener a través de la relación $\sigma(\varepsilon_f)$ de ablandamiento del material (figura 2.25.b), por lo que se tiene:

$$1 - \omega = \frac{\sigma}{E_c \cdot \varepsilon} = \frac{\phi(\varepsilon_f)}{\phi(\varepsilon_f) + E \cdot \varepsilon_f}$$

siendo:

$\phi(\varepsilon_f)$ relación $\sigma(\varepsilon_f)$ entre las tensiones y las deformaciones postpico (curva de ablandamiento).

ε_f deformación de fisuración (inelástica).

Es conveniente fijarse que el modelo de daño anteriormente expuesto y representado en la figura 2.25, es un modelo con descarga en el origen, por lo que permite el análisis con descarga post-pico. Existen otros tipos de modelos de descarga que no se van a comentar, ya que están lejos del objetivo del presente apartado.

Todo lo expuesto anteriormente es válido para un caso de estado monoaxial de tensiones, en el caso de un estado multiaxial se tendría que hablar de una función de daño normal a la grieta y de una función de daño tangencial (en el plano de la grieta). A continuación se muestran las expresiones correspondientes a función de daño normal y función de daño tangencial [2]:

$$\omega_N = \frac{E_c \cdot C_N}{1 + E_c \cdot C_N}$$

$$\omega_T = \frac{G \cdot C_T}{1 + G \cdot C_T}$$

siendo:

$C_N = \frac{\varepsilon_{f,N}}{\phi(\varepsilon_{f,N})}$ módulo de flexibilidad normal obtenido de acuerdo a la curva

$\sigma = \phi(\varepsilon_f)$ según test monoaxiales.

$$C_T = \frac{1-\beta}{\beta \cdot G} \quad \text{módulo de flexibilidad tangencial.}$$

β factor de retención tangencial.

$$\varepsilon_{f,N} = \vec{\varepsilon}_f \cdot \vec{n} \quad \text{componente normal de la deformación inelástica.}$$

En este caso, han de obtenerse los valores del módulo de flexibilidad tangencial en función del factor de retención tangencial. Debido a la complejidad de obtención, se suele definir el módulo de flexibilidad tangencial C_T como una función del módulo de flexibilidad normal C_N . Lo más simple es considerar C_T proporcional a C_N :

$$C_T = c_T \cdot C_N(\varepsilon_{f,N})$$

siendo:

c_T constante experimental.

Para convertir el análisis anterior en un análisis que contemple la posibilidad de descarga en el origen, es suficiente considerar que C_N y C_T no son función de la deformación instantánea $\varepsilon_{f,N}$, sino de su máximo valor alcanzado $\tilde{\varepsilon}_{f,N}$. De esta manera se pueden expresar las relaciones constitutivas del material como sigue:

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{nn} \\ \varepsilon_{ss} \\ \varepsilon_{tt} \end{pmatrix} = \frac{1}{E_c} \begin{pmatrix} 1 & -\nu & -\nu \\ 1-\omega_N & -\nu & -\nu \\ -\nu & 1 & -\nu \\ -\nu & -\nu & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{nn} \\ \sigma_{ss} \\ \sigma_{tt} \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} \gamma_{ns} \\ \gamma_{st} \\ \gamma_{tn} \end{pmatrix} = \frac{1}{G} \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & \frac{1}{1-\omega_T} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{ns} \\ \sigma_{st} \\ \sigma_{tn} \end{pmatrix}$$

Si además se considera $C_T = 2 \cdot (1+\nu) \cdot C_N$, se simplifica el modelo, ya que entonces se tendría:

$$\omega_N = \omega_T = \omega = \frac{E \cdot \tilde{\epsilon}_{f,N}}{E \cdot \tilde{\epsilon}_{f,N} + \phi(\tilde{\epsilon}_{f,N})}$$

La expresión anterior es la misma que la propuesta para el caso monoaxial.

Este modelo expuesto es el más simple posible con descarga en el origen e información de test monoaxial.

2.2. CALOR DE HIDRATACIÓN DEL HORMIGÓN.

La reacción del agua y el cemento es exotérmica, por lo que se genera calor durante el proceso de hidratación del cemento. La conductividad del hormigón, el calor específico, el tamaño y forma del elemento, y el entorno en el que se encuentra crean una gradiente de temperatura entre el centro y la superficie del elemento de hormigón.

La reacción del agua y el cemento genera calor durante un tiempo y la temperatura en el hormigón durante el endurecimiento depende de:

- La composición de la mezcla del hormigón.
- La geometría y la temperatura inicial de colocación del hormigón (figura 2.26).
- La temperatura ambiente y otras condiciones de contorno.

Tanto la cantidad como la velocidad de calor generado varía, dependiendo del tipo de cemento, tal y como se muestra en la siguiente figura.

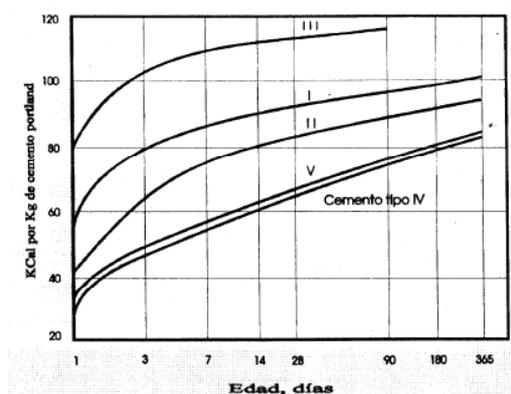


Figura 2.26.- Curvas típicas de calor de hidratación para diversos tipos de cemento

El control del calor generado en el proceso de hidratación es muy importante para asegurar que el cemento no realice ningún proceso químico no deseado y para prevenir roturas causadas por tensiones debidas a diferencias de temperaturas.

Para definir un modelo en el que se incluya el efecto del calor de hidratación del hormigón se emplean propiedades como la conductividad, el calor específico, la densidad, la curva de temperatura adiabática, la tasa de calor generado en función del tiempo, etc.

2.2.1. Calor específico

El calor específico se define como la cantidad de calor necesaria para incrementar la temperatura de una unidad de masa en un grado centígrado. Un cambio en el tipo de aditivos, las proporciones de la mezcla o la edad del hormigón puede tener una cierta influencia en el calor específico de un hormigón a una temperatura normal. Al calor específico le afectan los cambios de temperatura pero se asume que es constante en estructuras de hormigón en masa. Los valores del calor específico en distintos tipos de hormigón son muy parecidos y suelen variar entre 920 y 1050 JKg⁻¹K⁻¹.

2.2.2. Conductividad térmica

La conductividad térmica se define como la cantidad de calor que se transmite a través de la unidad de espesor de un material, cuando la diferencia de temperatura entre ambas caras es de un grado centígrado. Es la propiedad física de cualquier material que mide la capacidad de conducción de calor a través del mismo.

En la conductividad térmica influye el contenido de agua, el tipo de aditivo, la densidad y la temperatura en la mezcla del hormigón. Un valor tolerable de la conductividad térmica puede ser 1,4 Wm⁻¹K⁻¹.

2.2.3. Densidad del hormigón

La densidad del hormigón se define como la cantidad de masa contenida en un determinado volumen de hormigón. La densidad del hormigón depende fundamentalmente de las proporciones de la mezcla y el valor suele variar entre 2300 y 2600 Kgm⁻³.

2.2.4. Difusividad térmica

La difusividad térmica caracteriza la rapidez con la que varía la temperatura del material ante una solicitud térmica. Cuanto más alta es la difusividad térmica, más alto es el ritmo de propagación del perfil de temperatura. La difusividad (α), conductividad térmica (k), y el calor específico (C_p) se encuentran estrechamente relacionados por la ecuación:

$$\alpha = \frac{k}{\rho C_p}$$

Donde ρ es la densidad del material.

La difusividad térmica del hormigón en masa no depende prácticamente de la temperatura o de la edad, pero sí del tipo de aditivo y de la densidad del hormigón. Un valor aceptable de la difusividad térmica es de $0,761 \times 10^{-6} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$.

2.2.5. Coeficiente de expansión térmica

El hormigón se expande con incrementos de temperatura y se contrae con decrementos de temperatura. Se define el coeficiente de expansión térmica como el cambio de longitud lineal dividido por el cambio de temperatura. El coeficiente de expansión térmica del hormigón depende del tipo y de la cantidad de aditivo en el hormigón en masa. Un valor admisible del coeficiente de expansión térmica puede ser $12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$.

2.2.6. Temperatura de colocación del hormigón

La temperatura de colocación del hormigón es otro factor en la determinación de la temperatura máxima de una mezcla de hormigón. En la siguiente figura se muestra el ascenso de temperatura adiabática en función de la edad variando la temperatura de colocación para un tipo de hormigón dado.

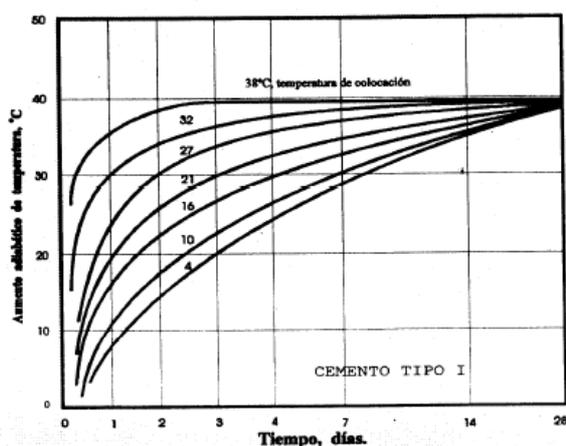


Figura 2.27.- Efecto de la temperatura de colocación del hormigón sobre el aumento de temperatura en un hormigón en masa con 233kg de cemento por metro cúbico. Las temperaturas superiores de colocación aceleran el aumento de temperatura

En general el ascenso de la temperatura adiabática se incrementa al aumentar la temperatura de colocación a edades tempranas del hormigón.

2.2.7. Convección

La convección es una de las tres formas de transferencia de calor y se caracteriza porque un fluido transporta el calor entre dos zonas con diferentes temperaturas. En el caso de un bloque de hormigón se produce la transferencia de calor entre la cara del material y el ambiente por medio del aire que rodea al material.

La ecuación que gobierna dicha transferencia de calor es la siguiente:

$$q = hA(T - T_f)$$

donde:

q : calor transferido

h : coeficiente de película

A : área de la cara del material

T : temperatura de la cara del material

T_f : temperatura del fluido

2.3. HORMIGÓN A EDADES TEMPRANAS.

La variación de las propiedades mecánicas y de fractura del hormigón con la edad del mismo es muy notable, sobre todo en el caso de hormigones a edades tempranas.

2.3.1. Evolución de las propiedades mecánicas

La investigación tradicional respecto al hormigón, en gran medida se ha dedicado al estudio de las propiedades del hormigón fresco o, aún más, a las propiedades del hormigón endurecido. Existe un elevado número de referencias bibliográficas abarcando estos dos campos de la ciencia del hormigón [16]. Sin embargo, para la etapa intermedia cuando el hormigón recién vertido acaba de comenzar a solidificar y se comienza a registrar una leve resistencia el conocimiento es escaso.

Este conocimiento desigual de las propiedades del hormigón a distintas edades se refleja en la posibilidad de predecir la integridad estructural durante la ejecución de estructuras de hormigón en diferentes etapas de endurecimiento. Se puede calcular con bastante exactitud la capacidad de carga, el nivel de deformaciones debidas a la carga, las grietas y patrones de fisuración de una estructura de hormigón endurecido. Por otra parte, ha sido muy difícil, y a veces casi imposible, debido a la falta de conocimiento, predecir numéricamente el

comportamiento de la estructura en una fase muy temprana, por ejemplo durante las primeras 24 horas.

El hormigón es, sin embargo, expuesto muy a menudo a cargas a edad muy temprana. Debido a necesidades de utilización de las estructuras, necesidades del proceso de construcción, o por el diseño. El efecto de estas exposiciones pueden influir en el comportamiento de la estructura no sólo en la edad temprana, sino también más adelante.

La exactitud del análisis tensional durante la retracción del hormigón depende principalmente de cómo las propiedades mecánicas del material evolucionan. La mayoría de las propiedades mecánicas cambian rápidamente a edades tempranas, particularmente en el periodo en el que el hormigón cambia de estado líquido a estado sólido (fraguado del hormigón) [17]. Las principales propiedades mecánicas requeridas para el análisis a edades tempranas son la resistencia a compresión, módulo de deformación longitudinal, resistencia a tracción y todas aquellas que gobiernan el comportamiento viscoelástico del material. En principio, cada propiedad del material que contribuye al comportamiento en retracción y fisuración en edades tempranas depende del proceso de hidratación del cemento o del producto de hidratación, y varía significativamente de acuerdo a la edad del hormigón, materiales componentes, proporciones de la mezcla y condiciones de curado [18]. En este apartado se analizan las investigaciones realizadas sobre las características de fluencia bajo tensiones de tracción que causan fisuración, el inevitable aumento del calor de hidratación durante el proceso de hidratación en el hormigón y el coeficiente lineal de expansión asociada con la expansión térmica que acompaña al aumento del calor de hidratación.

2.3.2. Resistencia a compresión y módulo de deformación longitudinal

Durante el tiempo en que una microestructura comienza a formarse como resultado de la aparición y consolidación de productos de hidratación, debido al progreso de la reacción de hidratación de las partículas de cemento, el hormigón de temprana edad comienza a ganar resistencia y rigidez, lo cual aumenta con el paso del tiempo.

El modulo de deformación longitudinal de un hormigón de alta resistencia tiende a mostrar un alto modulo elástico a edades tempranas, en comparación con un hormigón de resistencia convencional. Así, el modulo de deformación longitudinal de un hormigón de alta resistencia es aproximadamente el 80% del correspondiente a una edad de 28 días. En general, el

aumento del modulo de deformación longitudinal es superior al aumento correspondiente de la resistencia a compresión.

La figura 2.28 muestra el desarrollo de resistencia a la compresión, para un hormigón de calidad media (agua/cemento = 0,58) a una temperatura de + 20°C.

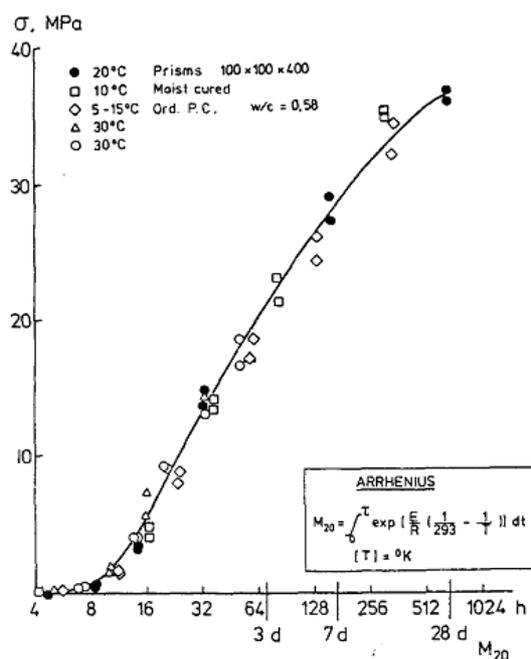


Figura 2.28.- Ejemplo de aumento de resistencia a compresión del hormigón con la edad del mismo

La importancia de las propiedades higrotérmicas se entiende cuando se analiza el ejemplo clásico de la figura 2.29, en relación a la ruptura de estructuras masivas de hormigón debido al aumento de la temperatura de hidratación y enfriamiento posterior. El problema se refiere a las variaciones de la temperatura media, así como a las diferencias de temperatura.

El primer paso para predecir el riesgo de fisuración es calcular el ciclo de temperaturas. Información sobre el calor de hidratación del cemento, la capacidad térmica del hormigón y el coeficiente de conductividad térmica son algunos de los datos requeridos.

El segundo paso del análisis sería estimar la deformación, sin coacciones, del hormigón causada por un aumento de la temperatura y la refrigeración. Esto requiere la determinación del coeficiente de expansión térmica.

Si se coaccionan en mayor o menor medida las deformaciones de origen térmico del hormigón aparece un nivel tensional que puede ocasionar la fisuración del material.

Las tensiones y el nivel de fisuración originado en el hormigón requiere del conocimiento de las propiedades de resistencia y deformación del material: resistencia a la tracción, módulo de deformación longitudinal, coeficiente de fluencia y deformaciones plásticas.

El aumento de la temperatura se produce para una edad temprana y las propiedades de deformación en esta etapa son, en gran medida, decisivas para soportar el estado tensional y disminuir el riesgo de aparición de fisuras durante la retracción.

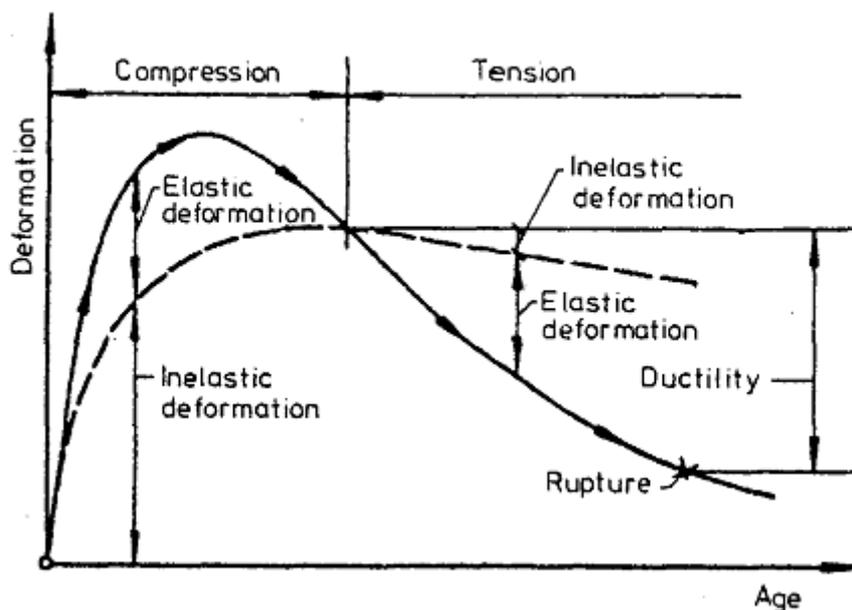


Figura 2.29.- Esquema boceto del ciclo deformación ficticia en relación con la deformación causada por el calor impedido de hidratación del cemento

Los primeros niveles de carga a los que se encuentra sometido el hormigón suelen aparecer a una edad temprana, debido a las tensiones originadas por la retracción. La resistencia del hormigón puede ser demasiado baja, causando fisuraciones por tensiones superiores a esta resistencia. En esta etapa, la resistencia aumenta rápidamente y después de unas horas se puede encontrar por encima del nivel crítico; sin embargo, el hormigón ya se puede encontrar dañado permanentemente. Esta misma cuestión aparece con la introducción de barras de armado que coaccionan, en cierta medida, las deformaciones por retracción del hormigón.

2.3.3. Resistencia a tracción

Aunque la necesidad de profundizar en el conocimiento de las propiedades de resistencia a tracción del hormigón fresco en las primeras horas, tras la adición del agua de dosificación, no es reciente en su origen, la información disponible en la bibliografía es muy limitada, debido principalmente a la capacidad de determinación experimental de la mayoría de los factores influyentes [19].

Los métodos comúnmente utilizados para determinar la resistencia a la tracción de los materiales pueden ser clasificados como ensayos de tracción directa o indirecta. Aunque los ensayos de tracción indirecta se han utilizado más a menudo (debido principalmente a su simplicidad), los métodos de tracción directa son preferibles generalmente, siempre que puedan presentar resultados consistentes de los experimentos.

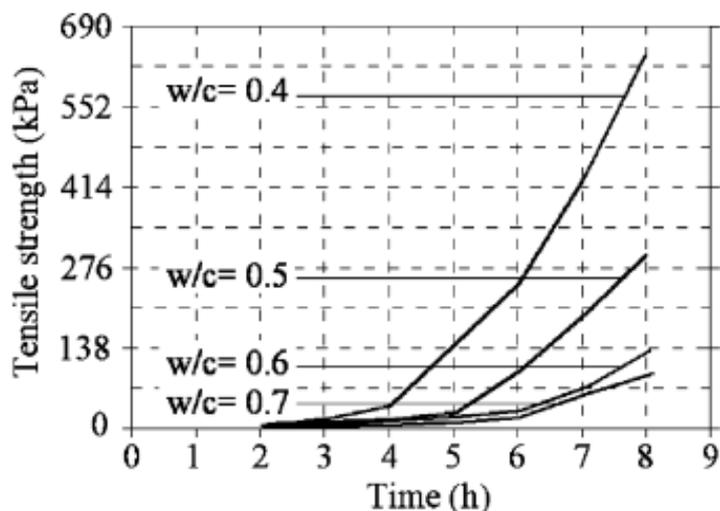


Figura 2.30.- Evolución de resistencia a tracción con un contenido de agua de 194 kg/m^3

La figura 2.31 muestra los resultados obtenidos de resistencias a tracción para distintos hormigones en función de la edad de los mismos. Durante las primeras horas, la resistencia aumenta de forma paulatina, alcanzando sólo alrededor de 10 kPa a 3 horas de edad. En las próximas 3 horas, sin embargo, la resistencia se multiplicó prácticamente por diez, alcanzando aproximadamente 100 kPa. Esto demuestra claramente que cada hora adicional de protección que pueda darse al hormigón en la obra puede ser muy importante en la prevención de aparición de grietas a temprana edad [19].

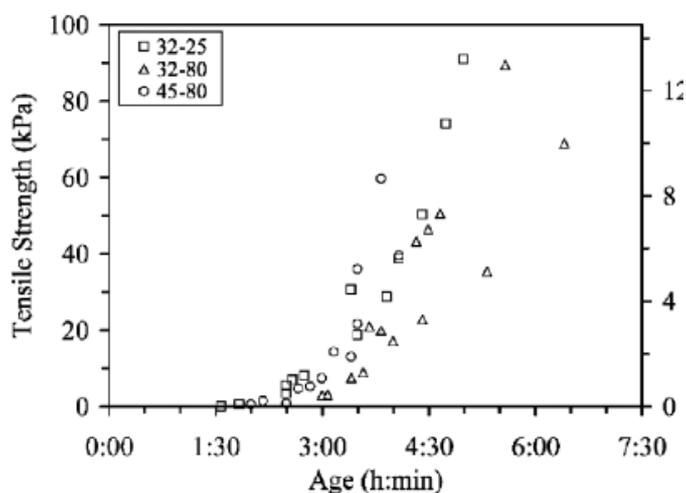


Figura 2.31.- Resistencia a tracción para diferentes edades del hormigón [19]

2.3.4. Parámetros de fractura para hormigones de edades tempranas

La aplicación de la mecánica de la fractura a hormigones de edades tempranas consiste, fundamentalmente, en la determinación de los parámetros de fractura en función de la edad del hormigón.

Existen diversas investigaciones disponibles en la bibliografía sobre la determinación de dichos parámetros. En este apartado se recogen las conclusiones más relevantes de las investigaciones realizadas [11].

- El valor del coeficiente CTOD_c aumenta con una disminución de la resistencia del hormigón y de la edad del hormigón (figura 2.32).

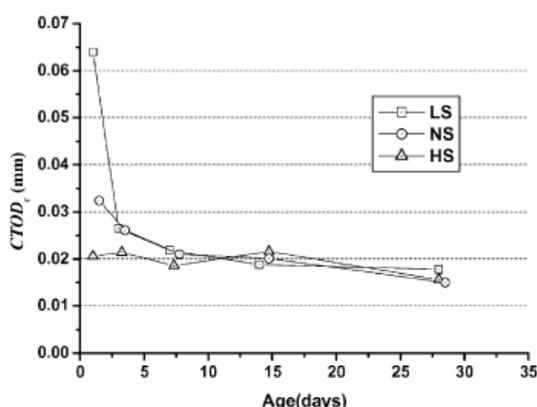


Figura 2.32.- Variación de CTOD_c en función de la edad del hormigón

- El valor del coeficiente K_{IC} incrementa con la edad del hormigón. Este crecimiento suele ser muy rápido a edades muy tempranas del hormigón, convergiendo a un límite del hormigón a una edad de 28 días (figura 2.33).

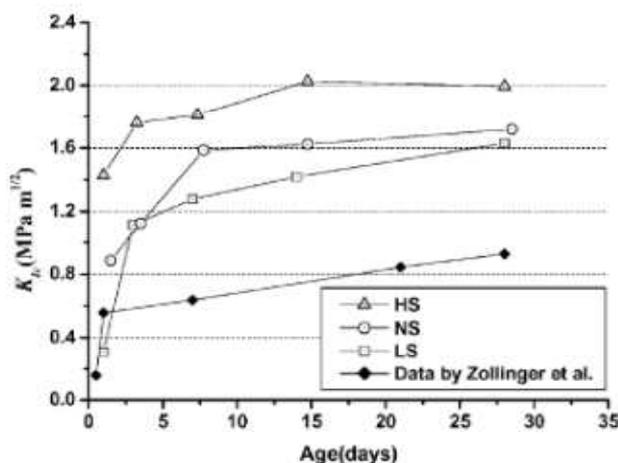


Figura 2.33.- Variación de K_{IC} en función de la edad del hormigón

- La energía de fractura sufre una variación similar a la correspondiente al factor de intensidad de tensiones crítico (figura 2.34). El desarrollo de la energía de fractura durante el endurecimiento del hormigón puede ser descrito en función del grado de hidratación del cemento, lo que confirma nuevamente la importancia fundamental del grado de hidratación en el comportamiento del hormigón [11]. Conviene destacar que aunque la energía de fractura del hormigón aumenta, la ductilidad del mismo disminuye [11]. Lo anterior, se debe al mayor aumento que experimenta la resistencia a tracción del hormigón con la edad del mismo, respecto al aumento de la energía de fractura.

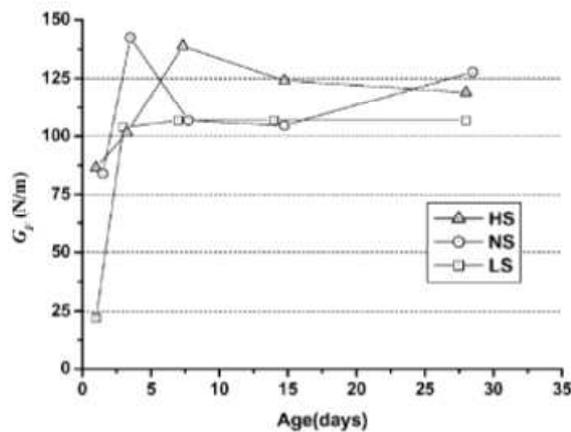


Figura 2.34.- Variación de G_f en función de la edad del hormigón

- En cuanto a las leyes de ablandamiento, Ostergaard et al [20] realizaron un análisis de la influencia de la edad del hormigón, obteniendo leyes de ablandamiento para hormigones de distintas edades. Como se observa en la figura 2.35, las curvas de ablandamiento para hormigones jóvenes encierran una menor área (menor energía de fractura). Sin embargo, el punto de cambio de las leyes bilineales se hace más pronunciado, con una menor energía de fractura relativa en el tramo inicial. Esto corresponde con el comportamiento de hormigones con una menor ductilidad (hormigones de mayor edad) [21].

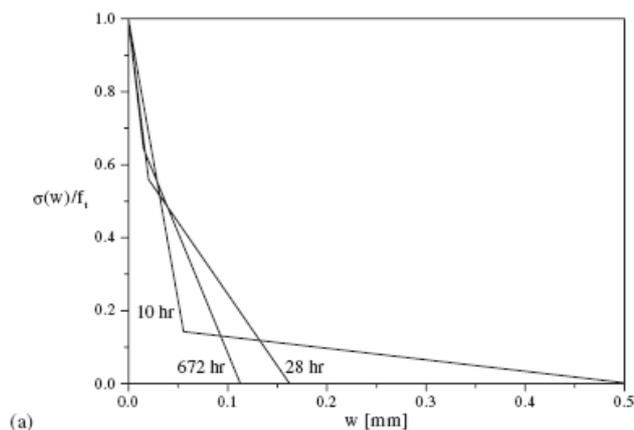


Figura 2.35.- Variación de las leyes de ablandamiento para hormigones de distintas edades