

CAPÍTULO 3

ESTADO DEL CONOCIMIENTO

3.1 ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE CORTANTE EN VIGAS

3.1.1 Introducción

Desde la entrada en vigor de las últimas normativas de cálculo y diseño de estructuras, en las que se variaba la evaluación de la resistencia a cortante de los elementos estructurales, se ha reabierto el debate sobre la resistencia frente a este tipo de esfuerzo en elementos de hormigón estructural. Los múltiples factores que influyen en el cálculo han hecho que se estudie en detalle la resistencia de elementos sin armadura transversal, la cuantía mínima de armadura a cortante, el efecto tamaño y la contribución virtual del hormigón (V_c). A modo de ejemplo, algunos elementos sin armadura a cortante que podían resistir cierto nivel de carga con la instrucción EH-91, necesitan una cierta armadura a cortante según la EHE.

A lo largo de este capítulo se intentará clarificar el mecanismo de resistencia a cortante en vigas de hormigón con y sin armadura a cortante, e introducir históricamente los diferentes modelos de diseño. Además, se ha prestado más atención al diseño de regiones tipo B, definidas según Schlaich et al. (1987). La figura X.X muestra la distribución de regiones tipo B, con una distribución de deformaciones lineal, y regiones tipo D, con distribución de deformaciones no lineal.

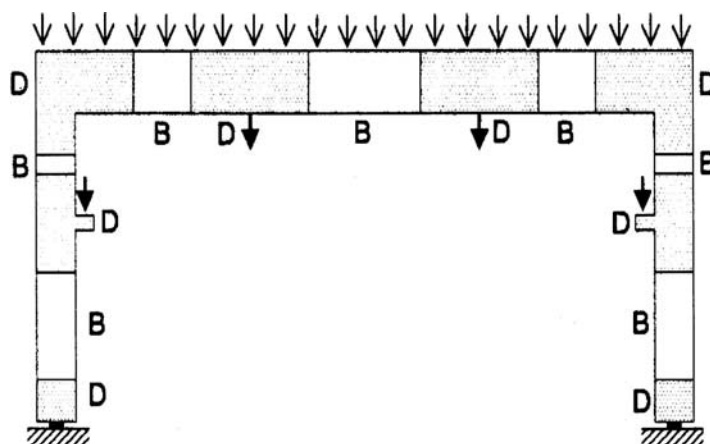


Fig. 3.1: Regiones B y D (adaptado de Schlaich et al. 1987)

3.1.2 Vigas de hormigón sin armadura a cortante

Antes de la fisuración, la tensión máxima de corte en el alma se puede calcular asumiendo la teoría tradicional para vigas homogéneas, elásticas y no fisuradas:

$$\tau = \frac{V Q}{I b} \quad (3.1)$$

,donde I es el momento de inercia de la sección transversal, Q el primer momento alrededor de la fibra neutra del área comprendida entre el extremo de la sección al punto en el que se quiere calcular t , y b el ancho del elemento en el punto en cuestión.

En 1902, Mörsch obtuvo la distribución de tensiones de corte para una viga de hormigón armado con fisuras de flexión. El valor del esfuerzo cortante máximo sería, siendo b_w el ancho del alma y z el brazo mecánico de flexión:

$$\tau = \frac{V}{b_w z} \quad (3.2)$$

Mörsch reconoció que su fórmula era una simplificación, ya que parte de la fuerza transversal podía ser resistida mediante la inclinación de la compresión principal, y las costillas de hormigón entre las fisuras longitudinales flectarían produciendo fuerzas de dovela en el acero longitudinal.

En 1964, Kani propuso una aproximación más realista considerando el problema de la flexión de los “dientes” de hormigón entre las fisuras a flexión. El hormigón entre dos fisuras adyacentes se consideraba análogamente a un diente en un peine, como se ve en la figura 3.2. Se asumía que los dientes de cortante eran voladizos empotrados en la zona de compresión de la viga y cargados por el cortante horizontal proveniente de la armadura longitudinal.

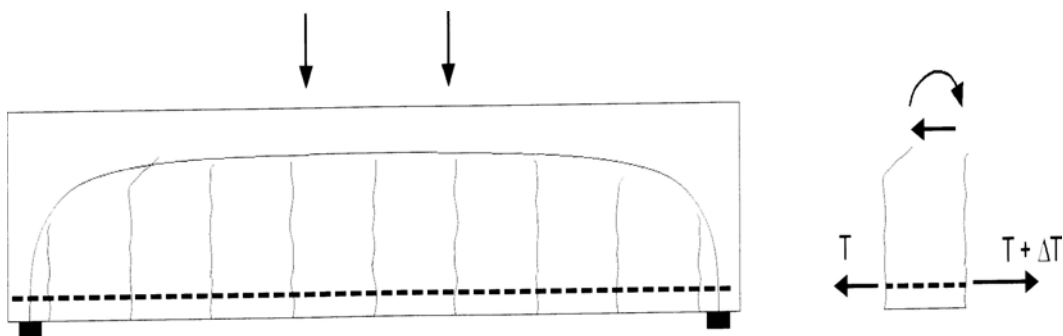


Fig. 3.2: Modelo del peine de Kani para vigas fisuradas a cortante

Aunque esta teoría no cubría la mayor parte de los mecanismos resistentes frente a cortante, fue el principio de teorías más racionales. Otros trabajos, basados en el modelo

de “dientes”, fueron realizados por Fenwick y Paulay (1968), Taylor (1974), Hamadi y Regan (1980), Reineck (1991), entre otros.

Kani planteó el problema del efecto tamaño en 1967, cuando demostró que al aumentar el canto de una viga disminuía la tensión de corte de rotura. Al incrementar el canto, el ancho de fisura en puntos sobre la armadura longitudinal tiende a aumentar, lo que lleva a una reducción del engranamiento de áridos, dando lugar a una fisuración más temprana. Collins y Kuchma (1999) demostraron que el efecto tamaño desaparece en vigas sin armadura a cortante cuando éstas contienen suficiente armadura horizontal distribuida en el alma. La influencia del efecto tamaño y del tamaño máximo del árido se puede observar en la siguiente figura:

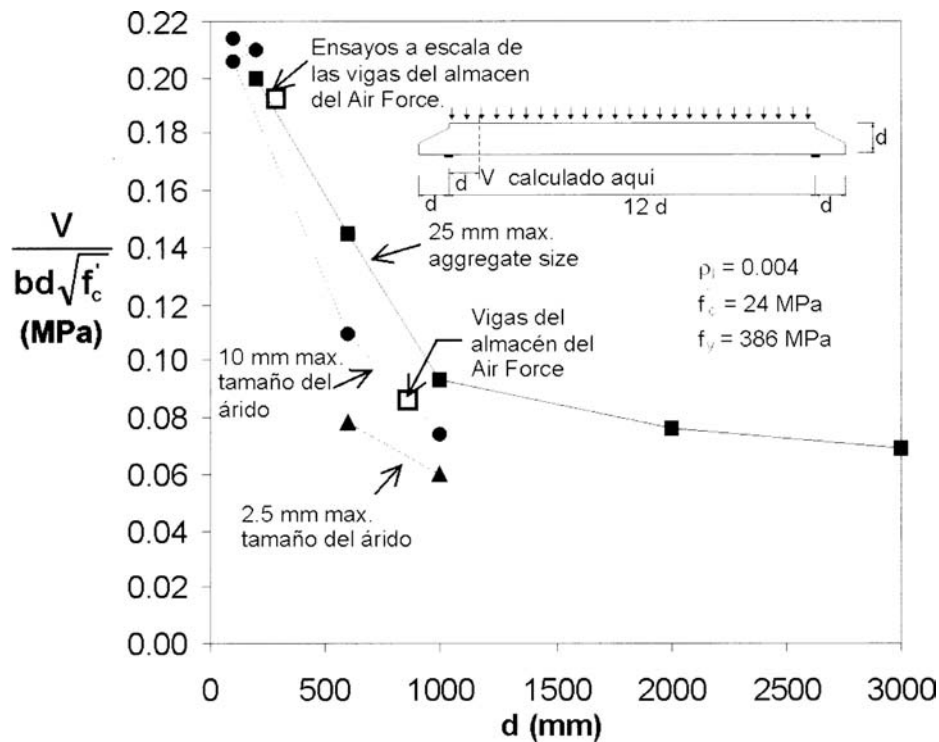


Fig. 3.3: Influencia del canto de la viga y del tamaño máximo de árido en la tensión de corte de rotura (ensayos de Shioya et al., 1989)

Otro tipo de modelos son los de bielas y tirantes. Su correcta aplicación requiere una cantidad mínima de armadura distribuida en todas las direcciones, para asegurar una ductilidad suficiente que permita la redistribución de las tensiones internas después de la fisuración. Algunos de estos modelos cumplen también con los modelos de dientes, como demostró Reineck.

A la hora de desarrollar ecuaciones para el diseño de elementos de hormigón, los métodos empíricos han sido muy importantes. La ecuación 3.3, que representa el límite inferior de tensiones medias de cortante en rotura, ha sido la base de la resistencia a cortante de la instrucción EH-91, siendo un razonable límite inferior para vigas de pequeño canto sin esfuerzo axial, y con un mínimo de 1% de armadura longitudinal.

$$\frac{V_c}{bd} = \tau = \frac{\sqrt{f'_c}}{6}$$

(3.3)

Una fórmula empírica más sofisticada la encontramos en el Código Modelo CEB-FIP (1990), basada en la formulación de Zsutty (1968, 1971), que añade un término adicional para tener en cuenta el efecto tamaño. Esta ecuación lleva implícito un coeficiente de seguridad del material del hormigón; para no tenerlo en cuenta basta con sustituir el valor 0.12 por 0.15:

$$\frac{V_c}{bd} = 0,12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \left(\frac{3d}{a_s} \right)^{1/3} (100\rho_s f_{ck})^{1/3} \quad (3.4)$$

El término d/a_s es de muy difícil evaluación en ciertos casos, ya que a_s es la luz cortante, definida como la distancia del apoyo al punto de aplicación de la carga puntual. Para soslayar esta dificultad, y considerar la influencia de los esfuerzos axiales, la instrucción EHE adoptó la ecuación

$$\frac{V_c}{bd} = 0,12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100\rho_s f_{ck})^{1/3} - 0,15\sigma'_{cd} \quad (3.5)$$

, donde σ_{cd} vale N_d/A_c , siendo N_d el esfuerzo axial mayorado (tracción positiva), y A_c el área de hormigón. Como en el caso anterior, el valor de 0.12 incluye un coeficiente de seguridad.

De todas formas, elementos sin armadura a cortante sujetos a esfuerzos axiales grandes de compresión y cortante pueden fallar de manera muy frágil en el momento de aparición de la primera fisura diagonal (Gupta y Collins, 1993). Por este motivo, debería utilizarse un planteamiento conservador para estos elementos.

Se han propuesto un gran número de modelos de mecánica de fractura que tienen en cuenta el hecho que existe una tensión de tracción pico en la proximidad de la punta de la fisura y una tensión de tracción reducida en la zona de la fisura. Este planteamiento ofrece una posible explicación al efecto tamaño. Dos modelos de este tipo son el modelo de la fisura ficticia (“fictitious crack model”, Hilleborg et al. 1976), y el modelo de figuración en bandas (“crack band model, Bazant y Oh, 1983).

La Teoría Modificada del Campo de Compresiones (MCFT, Vecchio y Collins, 1986) es un modelo general para la obtención de la respuesta de elementos de dos dimensiones de hormigón armado figurados sometidos a cortante. La MCFT se formula en términos de tensiones medias, y es necesaria una comprobación para asegurar que las cargas resistidas por las tensiones medias pueden ser transmitidas a nivel local a través de la fisura. Para elementos sin armadura a cortante, las tensiones locales en la fisura siempre controlan la capacidad del elemento, y las tensiones medias sólo se utilizan para estimar la inclinación de la fisura diagonal crítica.

El ASCE-ACI Committee 445 enfatizó que aunque los modelos de dientes refinados y la MCFT resuelven el problema desde diferentes posiciones, el resultado final de ambos es muy parecido en elementos sin armadura a cortante.

3.1.3 Vigas de hormigón con armadura a cortante

A principios del s. XX, Ritter (1899), y Morsch (1902) postularon independientemente que tras la fisuración de una viga de hormigón armado debida a tensiones de tracción diagonales, ésta puede ser idealizada como una celosía de cordones paralelos con diagonales comprimidas inclinadas 45° respecto al eje longitudinal de la viga. En estos modelos de celosía, en los que no se considera la contribución del hormigón, las diagonales comprimidas intentan alejar la superficie superior e inferior del hormigón, mientras que las tensiones de tracción en los cercos las intentan unir.

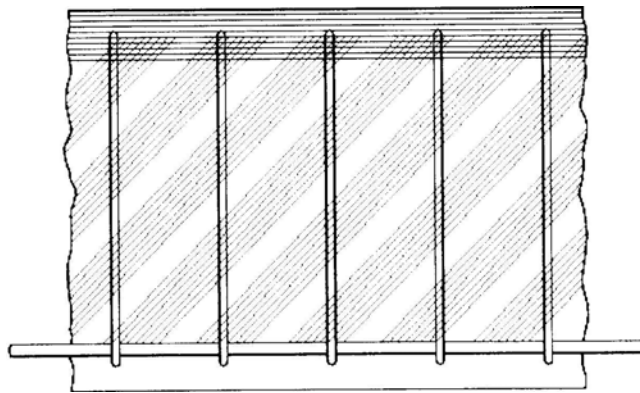


Fig. 3.4: Analogía de la celosía de Morsch

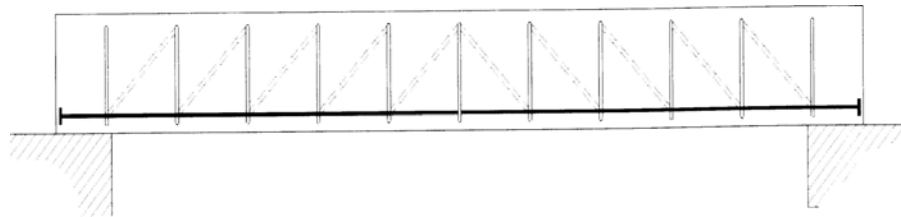


Fig. 3.5: Analogía de la celosía de Ritter

De acuerdo con este modelo, la capacidad máxima frente a tensiones cortantes se alcanza al plastificar los cercos, y vale

$$\tau = \frac{A_v f_y}{b_w s} = \rho_v f_y \quad (3.6)$$

, donde A_v es el área de la armadura a cortante, s el espaciamiento de la armadura transversal, f_y el límite elástico y b_w el ancho del alma. Es importante tener en cuenta que la armadura a cortante no previene la fisuración, y que solamente entra en carga tras la formación de dichas fisuras.

Mediante sucesivos ensayos experimentales, entre 1921 y 1951 esta fórmula se fue modificando, adaptándola a los resultados obtenidos. Esto condujo al Código ACI a unos métodos de diseño cada vez menos conservadores. La rotura frágil de los almacenes de Wilkins Air Force Depot en Shelby, Ohio (Eltner et al. 1957, Anderson 1957), cuestionaron los métodos tradicionales. No obstante, los estudios posteriores no acertaron con el auténtico motivo del colapso, que fue el efecto tamaño.

A partir de este punto, se empezaron a desarrollar las teorías de cortante/compresión. Según éstas, la rotura por cortante se debe al aplastamiento del hormigón de la zona comprimida al reducirse su altura debido a fisuras diagonales. Además, el valor máximo de las compresiones puede reducirse por efecto de las tensiones de corte. La más representativa, aunque compleja, es la de Walther (1958).

En Stuttgart, Leonhart y Walther (1961), tras una extensa campaña experimental, desarrollaron un modelo que combinaba los efectos viga y arco. Se demostró que estos dos mecanismos interactuaban, y que la importancia relativa de cada uno dependía de la esbeltez de la viga.

Modelos de celosía

En los modelos tradicionales de celosía, el cortante de rotura en una viga se determina a partir de las ecuaciones de equilibrio asumiendo que los cercos plastifican y que las bielas de compresión están a 45° . En modelos mejorados, el ángulo de las bielas se considera mayor. Siendo una aproximación conservadora, muchas normativas se siguen basando en modelos de 45° , como por ejemplo la EHE o el ACI 318-95.

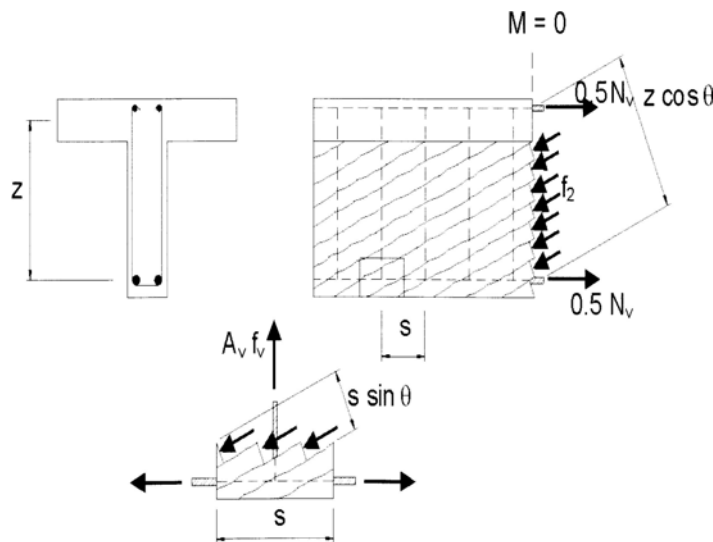


Fig. 3.6: Condiciones de equilibrio para un modelo de celosía de ángulo variable

La instrucción EHE asume que puede añadirse una contribución del hormigón, V_{cs} , a la contribución del acero. Esta contribución se toma como aproximadamente el 85% de la carga de figuración por cortante de la misma viga sin estribos, en el caso de considerar 45° . Esta hipótesis no tiene un sentido físico, y se hace necesaria la inclusión de un coeficiente b que la adapte a los diferentes casos:

$$V = V_s + \beta V_c \quad (3.7)$$

Para elementos de hormigón no pretensados y sin esfuerzo axial, β vale 1 si el ángulo de inclinación de las bielas se toma de 45° . Si se asume un ángulo de $26,6^\circ$, β vale 0.

A partir de un modelo de celosía es posible identificar los diferentes modos de rotura que pueden provocar el colapso de una viga a cortante:

Rotura por la plastificación de los cercos: Asumiendo que todos los cercos que atraviesan una fisura plastifican en la rotura, el cortante resistido vale

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (3.8)$$

Sin embargo, los cercos no pueden resistir el esfuerzo cortante si no es atravesada por ninguna fisura inclinada. Para asegurar que la fisura se forme a 45° , la separación de los cercos ha de ser inferior al canto de la viga. Además, se requiere que los cercos estén correctamente anclados.

Rotura por la plastificación del hormigón: En vigas con almas muy delgadas, se puede producir el aplastamiento del hormigón del alma. Para predecir la resistencia a cortante mediante el uso de celosías de ángulo variable es necesario utilizar una resistencia característica “efectiva” del hormigón, siendo normal el valor de $0.6 f_{ck}$.

Rotura debida a la plastificación de la armadura traccionada: La componente longitudinal de las tensiones diagonales debe ser contrarrestada por una fuerza de tracción idéntica en la armadura longitudinal. La analogía de la celosía muestra que esta fuerza de tracción es provocada por un momento flector situado en una sección cuya situación depende del brazo mecánico.

Armadura mínima a cortante.

La rotura a cortante de una viga de hormigón sin armadura transversal es frágil. Por este motivo es necesario proveer una cantidad mínima de armadura a cortante, que prevenga esta rotura frágil en el momento de aparición de la primera fisura a cortante, así como controlar el ancho de fisura para cargas en servicio.

La armadura mínima a cortante debe ser capaz de resistir las tensiones de tracción que el hormigón deja de absorber al fisurar. En algunos tipos de elementos, como losas y zapatas, a veces no es necesario disponer esta armadura mínima, ya que se puede producir una redistribución de las tensiones internas.

La Instrucción EHE propone que la armadura mínima a cortante debe verificar

$$\sum \frac{A_{\alpha} f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq 0.02 f_{cd} b_0 \quad (3.9)$$

, donde A_a es el área de armadura a cortante por unidad de longitud inclinada un ángulo α con respecto al eje longitudinal de la viga, $f_{ya,d}$ el límite elástico minorado de la armadura, y f_{cd} la resistencia característica del hormigón.

La ecuación anterior es muy conservadora en el caso de hormigones de alta resistencia, ya que la aparición de a primera fisura diagonal no es proporcional a la f_{cd} del hormigón, sino a la resistencia a tracción. Este conservadurismo se pone de manifiesto al compararla con otras ecuaciones propuestas por distintos investigadores:

El Concrete Society Technical Report 49 (1998), propuso para el diseño de hormigón de alta resistencia la siguiente ecuación:

$$A_{sv} \geq 0.4 \left(\frac{f_{cu}}{40} \right)^{2/3} \frac{b_v s_v}{0.95 f_{yv}} \quad (3.10)$$

, donde A_{sv} es el área de armadura transversal, s_v el espaciamiento de los cercos y f_{cu} la resistencia a compresión del hormigón en probeta cúbica.

Young et al. (1996), demostraron tras una campaña experimental que la ecuación propuesta por el código CSA-94 proporciona suficiente reserva de resistencia:

$$A_v \geq 0.06 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y} \quad (3.11)$$

Las tres ecuaciones proporcionan valores similares de armadura mínima para valores bajos de f_{cd} , pero los valores difieren mucho para hormigones de alta resistencia:

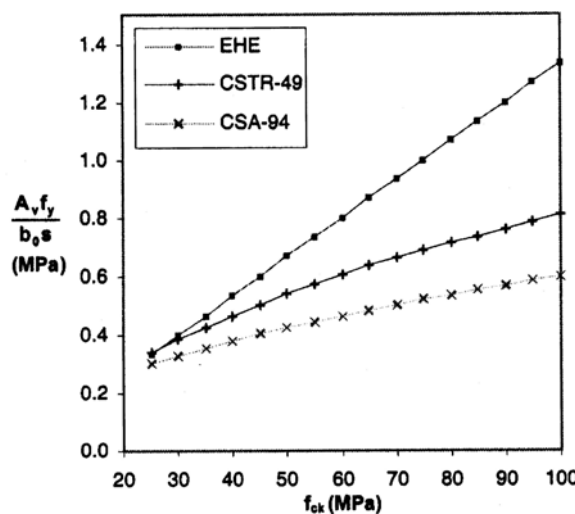


Fig. 3.7: Comparación de la armadura mínima a cortante provista por diferentes normativas

3.1.4 La teoría modificada del campo de Compresiones (MCFT)

Mörsch (1922) sentenció que era imposible determinar matemáticamente la pendiente de las fisuras inclinadas a cortante. Wagner (1929) resolvió un problema análogo cuando estudiaba la resistencia postcrítica tras la abolladura por cortante de vigas de alma delgada. Wagner asumió que tras la abolladura, el alma era capaz de seguir transmitiendo cortante mediante un campo de tracciones diagonales, siempre y cuando existieran rigidizadores para anclar dicho campo. Además consideró que el ángulo de inclinación de las tensiones de tracción diagonales en el alma abollada coincidiría con el ángulo de inclinación de las deformaciones principales de tracción y se podía obtener mediante ecuaciones de compatibilidad de deformaciones del alma y los rigidizadores.

El primer método para determinar θ en cualquier momento de la historia de carga basado en la idea de Wagner fue desarrollado por Collins y Mitchell (1974) para elementos sometidos a torsión pura. Sucesivos desarrollos llevaron a la Teoría Modificada de Campo de Compresiones (Vecchio y Collins, 1986).

La MFCT es un modelo general para simular el comportamiento de elementos bidimensionales de hormigón armado fisurado sometidos a cortante y obtener la respuesta de los mismos e términos de carga-deformación. Modeliza el hormigón considerando tensiones en las direcciones principales, y en el acero sólo tensiones axiales.

La hipótesis que permite simplificar al máximo la MFCT es la asunción de que la dirección de las deformaciones principales coincide con la dirección de las tensiones principales. Esta hipótesis está justificada por medidas experimentales, que muestran que ambas son paralelas dentro de $\pm 10^\circ$.

Las bielas de hormigón comprimido tienen una inclinación menor que las fisuras, y el campo de compresiones debe ser transferido a través de éstas, reduciendo la resistencia a compresión del hormigón, e induciendo tensiones tangenciales en la superficie de la fisura. Por este motivo se producen tensiones de tracción en el hormigón fisurado.

Las tensiones locales tanto en el hormigón como en la armadura de refuerzo varían de un punto a otro en elementos fisurados, con altas tensiones de tracción en la armadura, pero bajas tracciones en el hormigón en las fisuras. Debido a esta gran variación, en la MFCT las condiciones de compatibilidad relacionan las deformaciones medias en el hormigón fisurado con las deformaciones medias en la armadura de refuerzo, medidas sobre longitudes mayores que el ancho de fisura. Las ecuaciones de equilibrio, que relacionan las tensiones en el hormigón y la armadura con las cargas aplicadas, también se expresan en términos de tensiones medias.

En este modelo, el hormigón fisurado se trata como a un nuevo material con relaciones propias de tensión-deformación empíricamente obtenidas. Estas relaciones pueden diferir de las curvas tradicionales para una probeta cilíndrica.

Las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y las relaciones tensión-deformación para el hormigón fisurado y la armadura permiten calcular las tensiones medias, las deformaciones medias y el ángulo θ para cualquier nivel de carga hasta la rotura.

La rotura de un elemento de hormigón armado puede estar gobernada por las tensiones locales en la fisura, en lugar de por las tensiones medias. Esta comprobación de las tensiones locales en la fisura es la parte crítica de la MFCT y de las diversas teorías derivadas de ella. Esta comprobación implica limitar la tensión media principal de tracción en el hormigón a un valor máximo determinado, según la tensión del acero en la fisura y la capacidad de la superficie de la fisura de transmitir esfuerzos tangenciales.

Las especificaciones del AASHTO-LFRD son el último código que ha adoptado un método de diseño basado en la MCFT. Anteriormente también lo habían hecho las normativas de Canadá y Noruega. El cortante de diseño para un elemento de hormigón armado viene dado por la siguiente expresión:

$$V_n = 0,083\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v + \frac{A_v f_y}{s} d_v \cot\theta \quad (3.12)$$

Los valores de β y θ , determinados a partir de la MCFT, se encuentran en tablas (AASHTO-LFRD 1998, revisión del 2000). Estos parámetros son función de la deformación longitudinal del alma. Para elementos sin armadura a cortante, β y θ son también función del espaciamiento de las fisuras a cortante en el alma.

3.1.5 Conclusiones

Desde que Mörsch y Ritter postularon los primeros modelos de celosía, ha tenido lugar un gran avance en busca de la solución analítica de problemas de cortante en vigas de hormigón armado. Sin embargo, la mayoría de herramientas altamente sofisticadas requieren de una considerable simplificación para ser incluidas en las normativas vigentes.

Además, tal como señala Reagan (1993), los análisis más imponentes acostumbran a ofrecer unas excelentes correlaciones con ensayos conocidos, pero fallan al intentar predecir nuevos casos. Para modelos simples, el problema es la necesidad de ignorar factores secundarios, que mientras son secundarios para determinados casos, resultan de gran importancia para otros.

En los próximos años, sin duda, se obtendrán nuevos progresos, especialmente en modelos analíticos simplificados, y en el diseño de regiones tipo D, un tanto olvidadas hasta la fecha.

Finalmente, según la opinión de diversos autores (Cladera y Marí, 2001), la formulación de la Instrucción EHE debería ser mejorada en algunos aspectos. Por ejemplo, las predicciones para vigas sin armadura a cortante son buenas, pero la extrapolación directa de la misma ecuación para losas y muros adolece de una base empírica.

En cambio, en el caso de elementos con armadura a cortante, las predicciones de la EHE presentan muy mala correlación con los resultados experimentales. La falta de sentido físico de considerar la contribución del hormigón igual (o el 85%) a la resistencia a cortante de una viga idéntica pero sin armadura a cortante, debería ser corregida. En este aspecto, las especificaciones AASHTO-LFRD, basadas en la MCFT, da lugar a predicciones mucho más ajustadas a la realidad.

Otro aspecto que debería ser modificado es la cuantía mínima de armadura de refuerzo para hormigones de alta resistencia, ya que su valor actual resulta muy superior al considerado en otras normativas vigentes.

3.2 EL HORMIGÓN AUTOCOMPACTABLE. PROPIEDADES Y MÉTODOS DE CARACTERIZACIÓN.

3.2.1 Introducción

El hormigón autocompactable (HAC) puede definirse como aquel hormigón que es capaz de fluir en el interior del molde o encofrado, pasando entre las armaduras y rellenando de forma natural el volumen del mismo, y consolidándose únicamente bajo la acción de su peso propio sin compactación interna o externa (Okamura, 1997).

Estas prestaciones se consiguen gracias a una especial fluidez, viscosidad y cohesión. La primera proporciona la facilidad de fluir en el encofrado y el relleno del mismo, mientras que la viscosidad y cohesión evitan la segregación de sus componentes, garantizando una deformación uniforme en el proceso de hormigonado.

En la actualidad no se puede hablar de una utilización sistemática, sino únicamente de aplicaciones pioneras, principalmente en Japón, donde también encontramos las primeras experiencias sobre el desarrollo del HAC (Okamura, universidad de Tokio, 1988; primer prototipo desarrollado por Ozawa en 1988). Ejemplos de aplicaciones prácticas los tenemos en el puente colgante Akashi Kaikyo de 2 km de luz (Okamura, 1997 y 1999), o un túnel en Yokohama (Takeuchi et al. 1994).

Para poder generalizar el uso de este tipo de hormigón, hace falta desarrollar unos procedimientos de ensayo específicos para validar sus características esenciales, como son la fluidez y su cohesión. A día de hoy la mayor parte de los procedimientos de caracterización y dosificación no están normalizados.

3.2.2 Materiales componentes y dosificación

Las mezclas de HAC se caracterizan por su alta fluidez, buena estabilidad y bajo riesgo de bloqueo. Tales propiedades se alcanzan con parámetros no usuales en un hormigón convencional, como por ejemplo un alto volumen de pasta (entre 35 y 40%), un bajo volumen de áridos gruesos, un menor tamaño del árido, una baja relación agua-finis, y el uso de aditivos y/o adiciones de forma obligada. La diversidad de estos materiales

existentes en el mercado dificulta la determinación de una dosificación única de componentes para los HAC. Sin embargo, pueden establecerse algunas características comunes de mezclas típicas de HAC fruto del de diferentes trabajos referenciados en la literatura técnica.

Los finos están constituidos por partículas de diámetro menor de 150 μm , consistiendo en cemento Portland y adiciones como puzolanas, escorias, humo de sílice, filler calizo, etc. El contenido total de estos finos se sitúa en el rango de 450-600 kg/m^3 , frente a los 200-400 kg/m^3 del cemento convencional. La alta dosificación se justifica por la moderada viscosidad y cohesión que deben existir en la pasta para evitar la segregación de los áridos y disminuir el rozamiento entre los áridos gruesos.

El contenido de agua está en el rango de 160-200 kg/m^3 , con una relación a/c de 0.5-1.0. La relación agua-finos es de 0.3-0.4 en peso y 0.9-1.0 en volumen (Okamura, 1997)

Los aditivos químicos usualmente empleados son super-plastificantes, reductores de agua de alto rango y agentes viscosos o cohesionantes. Los primeros se emplean para aumentar la fluidez del hormigón, mientras que el uso de agentes viscosos aumenta la dosificación de agua y de superplastificante en la mezcla para alcanzar las propiedades de fluidez y viscosidad deseadas.

El tamaño máximo de árido grueso no sobrepasa los 20 mm, siendo usuales tamaños comprendidos entre 10 y 16 mm. Además, su contenido es menor con relación a los hormigones convencionales. Tales parámetros son necesarios para una mayor deformabilidad y menor riesgo de bloqueo.

Los métodos de dosificación de mezclas para HAC difieren de los métodos tradicionales empleados en el hormigón convencional, estando fundamentalmente en una base en esencia empírica. En tales mezclas, la obtención de las propiedades en fresco asociadas a una fluidez alta y viscosidad y cohesión moderadas, direccionan la definición de las proporciones de los componentes.

En la bibliografía son varios los procedimientos presentados para la obtención de mezclas de HAC, de los cuales los más utilizados son los de Okamura (1997) y Ouchi et al. (1997), Peterson et al. (1996), y Sedran et al. (1996)

3.2.3 Propiedades en estado fresco y su caracterización

Las tres propiedades características del HAC en estado fresco son la alta fluidez para rellenar el encofrado bajo su peso propio (filling ability o flowability), la habilidad de pasar a través del espacio entre las armaduras (passing ability), y una estabilidad frente a la segregación de sus componentes dada por una viscosidad y cohesión interna apropiadas. Obviamente todos estos parámetros son ajenos a la caracterización convencional del hormigón fresco.

Se conoce que el comportamiento reológico del hormigón fresco responde, en una primera aproximación, al modelo plástico de Bingham (1983), siendo τ la tensión cortante y γ la tasa de deformación cortante:

$$\tau = \tau_0 + \eta_p \gamma \quad (3.13)$$

Diferentes estudios experimentales desarrollados con HAC ponen de manifiesto que la tensión límite (toa) es mucho menor y la viscosidad plástica (pe) es mucho mayor que en los hormigones convencionales. Estas medidas garantizan alta fluidez sin segregación.

En la actualidad existen diversos equipos, viscosímetros y reómetros, que pueden ser utilizados para determinar tales características reológicas. Sin embargo estos equipos, dado fundamentalmente su alto coste, son de uso casi exclusivo de los laboratorios de investigación. Esto justifica el desarrollo de procedimientos de ensayo que permitan caracterizar el HAC mediante técnicas más sencillas, propicias a ser empleadas en ambientes diferentes al del laboratorio de investigación.

Uno de los pocos ensayos normalizados es el ensayo de extensión de flujo, o Slump Flow, (Japón, JSCE-F503, 1990). Este sencillo ensayo, de los más empleados, utiliza el mismo equipo que el ensayo del cono de Abrahams. Proporciona una evaluación cuantitativa de la facilidad de fluir del hormigón, valora aproximadamente la viscosidad de la mezcla y cualifica la presencia de segregación.

La prueba consiste en verter el hormigón rellenando el cono sin compactar, y levantar el cono de forma que el hormigón se extiende formando un círculo.

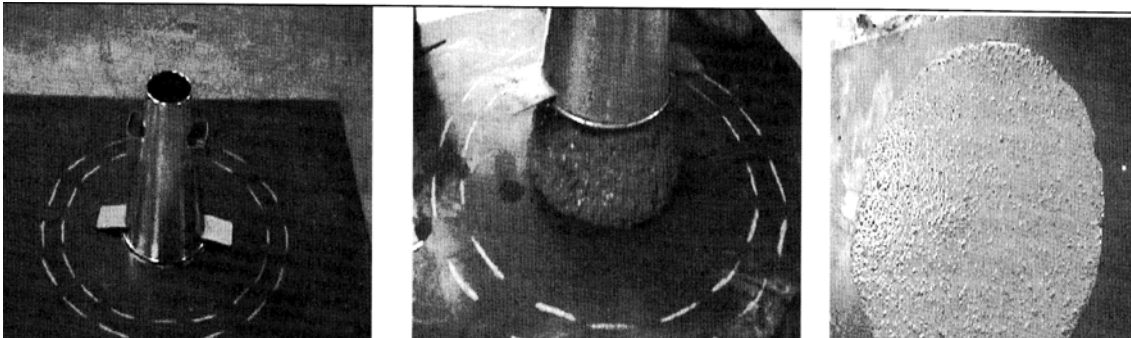


Fig. 3.8: Equipo y procedimiento para el ensayo de extensión del flujo

La primera medida es el tiempo que el hormigón tarda en alcanzar un círculo de 50 cm de diámetro. Tal tiempo se emplea para caracterizar la viscosidad y cohesión de la pasta; a mayor tiempo, mayor viscosidad y cohesión. El rango de valores adecuado se sitúa entre los 4 y 10 segundos (Domone y Chai, 1996). La segunda medida es el diámetro final del círculo, definido por la media aritmética de dos diámetros perpendiculares. El diámetro recomendado para una buena habilidad o facilidad para el relleno se sitúa entre 60 y 70 cm (Nagai et al. 1999; Hayakawa et al. 1993; Taniguchi et al. 1994).

Existen otros ensayos, no normalizados, que evalúan las propiedades del HAC fresco mediante el tiempo que tarda un volumen determinado de hormigón en atravesar cierto tipo de obstáculos, de forma similar al ensayo de extensión de flujo. Algunos de estos ensayos son: Embudo-V, Ensayo tipo-U, Caja L, Ensayo de columna, Ensayo del tamiz, Ensayo de recipiente, Anillo J.

3.2.4 Conclusiones

Este capítulo pone de manifiesto, por una parte, que los criterios de diseño se fundamentan en una base netamente empírica, no existiendo en la actualidad un método de dosificación propiamente dicho para estos hormigones. Por otra parte, la caracterización de su comportamiento en fresco supone un cambio sustancial respecto al planteamiento tradicional, debido a las nuevas exigencias requeridas.

Los ensayos comentados se refieren fundamentalmente a la evaluación de la facilidad de fluir del material, sin presentar segregación ni bloqueo, en condiciones naturales, no forzadas, y utilizando para ello técnicas sencillas. Existen otras técnicas más sofisticadas, no comentadas aquí, basadas en la caracterización reológica mediante reómetros o viscosímetros.

Si bien los procedimientos de ensayo expuestos no son en su mayor parte normalizados, y su naturaleza es en gran medida semi-cualitativa, constituyen un punto de partida para avanzar en el conocimiento y la caracterización del HAC, con vistas a un uso sistemático del mismo. Ello se justifica por las notables ventajas derivadas de la posibilidad de eliminar la compactación en el contexto de un proceso constructivo en hormigón, tanto en el aspecto económico (disminución de costes al eliminar dicha etapa), como medioambientales (eliminación de ruidos vinculados a la compactación), entre otros.