

4 CAPÍTULO PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

ÍNDICE

4	CAPÍTULO: PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	277
4.1	EVOLUCIÓN DE LA FLECHA	277
4.1.1	<i>Rotura por compresión del hormigón</i>	<i>279</i>
4.1.2	<i>Rotura por tracción de la armadura inferior.....</i>	<i>281</i>
4.1.3	<i>Comparación</i>	<i>283</i>
4.2	EVOLUCIÓN DE LA CURVATURA.....	284
4.2.1	<i>Comparación</i>	<i>286</i>
4.3	EVOLUCIÓN DE LA FISURACIÓN	286
4.3.1	<i>Comparación</i>	<i>289</i>
4.4	DEFORMACIONES UNITARIAS.....	292
4.4.1	<i>Comparación</i>	<i>293</i>
4.5	EVOLUCIÓN DE LA FIBRA NEUTRA.....	293
4.5.1	<i>Comparación</i>	<i>295</i>
4.6	MODO DE FALLO.....	295
4.7	CARGAS ÚLTIMAS DE LAS VIGAS	298
4.8	VIGAA ROTURA POR CORTANTE	299

4 CAPÍTULO: PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Se ensayaron cuatro vigas divididas en dos tipos (rotura por compresión del hormigón y rotura de la armadura inferior), donde las vigas de cada tipo se armaron iguales entre sí. Evidentemente el comportamiento de cada tipo se espera que sea diferente, con lo cual en cada apartado se suelen estudiar comparativamente para obtener conclusiones sobre la influencia de la cantidad de armadura y modo de fallo. Mientras que el comportamiento de las vigas de la misma clase se espera que sean muy similares, no obstante como se verá no necesariamente ocurre así.

Es preciso mencionar en esta introducción un hecho, que durante la experimentación, se salió fuera de lo esperado. La primera viga que se ensayó por rotura a compresión del hormigón finalmente falló por cortante. En el diseño, el margen de carga a rotura por flexión frente a cortante era demasiado estrecho. Hay que tener en cuenta que el hormigón se fabricó "in situ", con lo cual las propiedades podían variar notoriamente. Realmente ocurrió que la resistencia del hormigón fue mayor que la diseñada y la deformación última mayor que la que predecía la norma. La repercusión de estas variaciones es que el momento último crece sensiblemente (aproximadamente directamente con la resistencia del hormigón), sin embargo el cortante a penas se ve influenciado (depende de la raíz cúbica de la resistencia del hormigón). A esto también hay que añadirle que la formulación sobre-estima la contribución del hormigón a cortante. Por lo tanto, el margen entre ambas cargas de rotura se redujo e incluso se invirtió para finalmente fallar por cortante. Aprovechando este hecho, al final de este apartado se recoge los resultados de este ensayo y unas conclusiones sobre este modo de fallo. En la siguiente viga se intentó corregir este defecto y se amplió lo máximo posible la distancia entre apoyos. Inicialmente se colocaban a 15 cm de cada extremo de la viga luego se dejaron a 5 cm, siendo ahora la luz de 2.7 m en lugar de 2.5 m que estaba diseñado. De esta manera para la misma carga el momento es aún mayor y el cortante sigue siendo el mismo. Si a esto le añadimos que la resistencia de la viga era algo inferior a la otra, todo ello promovió que finalmente rompiera por flexión que es lo que se buscaba

4.1 EVOLUCIÓN DE LA FLECHA

Prácticamente el procedimiento de cálculo de la EHE y del código ACI son iguales. Se basan en la formulación de resistencia de materiales en el que la inercia y el módulo se toman constante a lo largo de toda la viga. Concretamente definen una inercia equivalente que la calculan por medio de la formulación de Branson, donde los términos de inercia bruta y fisurada evidentemente los calculan exactamente igual. De hecho el código ACI propone una variación de la ecuación de Branson, para informar sobre la menor rigidez de estos elementos respecto al armado convencional, que se utiliza de igual manera para adaptar la EHE. La modificación consiste tan sólo en un coeficiente que reduce la inercia equivalente y es el *kit de la cuestión*. En la publicación del 2003 el código ACI propone un coeficiente constante que depende de la relación entre módulo elástico del FRP y acero. Pero luego en el 2006 lo corrige por uno que depende de la cuantía geométrica longitudinal respecto a la balanceada. Por entonces se levantó un debate entre la comunidad científica y se propusieron nuevas fórmulas para estimar la inercia equivalente. El más conocido es el de Bischoff and Scanlon que se basaron en la formulación del Eurocódigo 2, y que se cree que es el

más conveniente para adaptar la EHE. Por todo ello en este apartado es lógico comparar las dos modificaciones hechas por el código ACI, el propuesto por Bischoff and Scanlon y el Eurocódigo 2

Inercia equivalente por la ecuación de Branson modificada

$$I_e(M_a) := \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 \cdot I_b \cdot \beta_d + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_f \quad (4.1)$$

Coeficiente según ACI 440.1R-03

$$\beta_d := \alpha_b \cdot \left(\frac{E_f}{E_s} + 1\right) \quad (4.2)$$

Coeficiente según ACI 440.1R-06

$$\beta_d := \frac{1}{5} \cdot \left(\frac{\rho_f}{\rho_{fb}}\right) \quad (4.3)$$

Inercia equivalente según Bischoff and Scanlon

$$I_e(M_a) := \frac{I_f}{1 - \eta_e \cdot \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^2} \quad (4.4)$$

$$\eta_e = 1 - \frac{I_f}{I_b} \quad (4.5)$$

Mientras que el Eurocódigo calcula la flecha por medio de doble integración de la curvatura, siendo ésta como sigue:

$$\chi = \xi \cdot \chi_{II} + (1 - \xi) \cdot \chi_I \quad (4.6)$$

$$\xi = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^2 \quad (4.7)$$

Donde el subíndice I y II hace referencia a la condición de sin fisurar y fisurada completamente. Y β_1 y β_2 son coeficientes que informan sobre la adherencia de las barras y duración de las cargas respectivamente, e iguales a uno para este caso.

4.1.1 Rotura por compresión del hormigón

En la figura 4.1 se puede ver la evolución de la flecha de la sección central en función de la carga aplicada. En el se muestra tanto la predicción teórica por las diferentes normativas y la experimental. Mientras que la figura 4.2 es un detalle de la zona inicial.

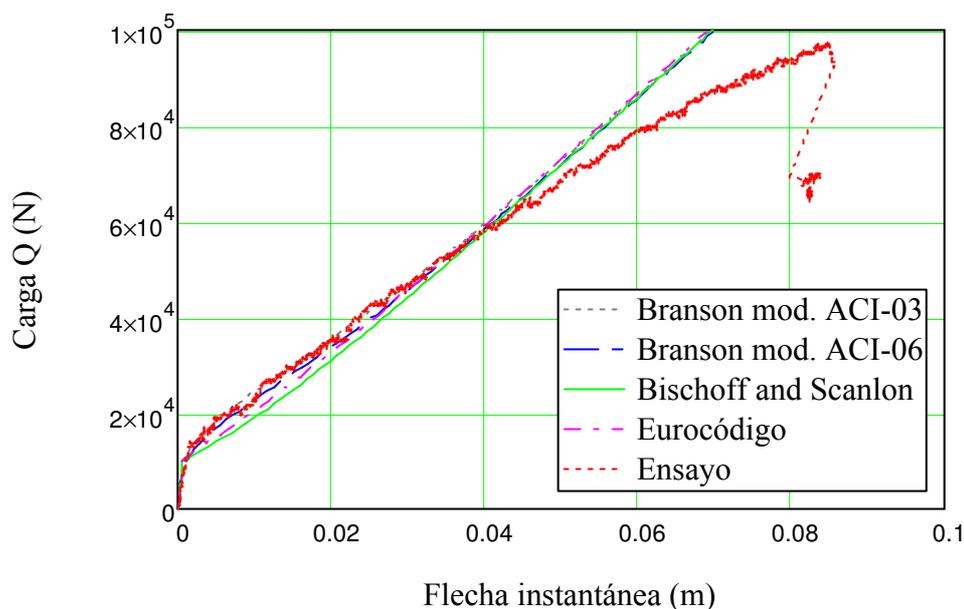


Fig. 4.1: Evolución de la flecha en viga por rotura a compresión del hormigón

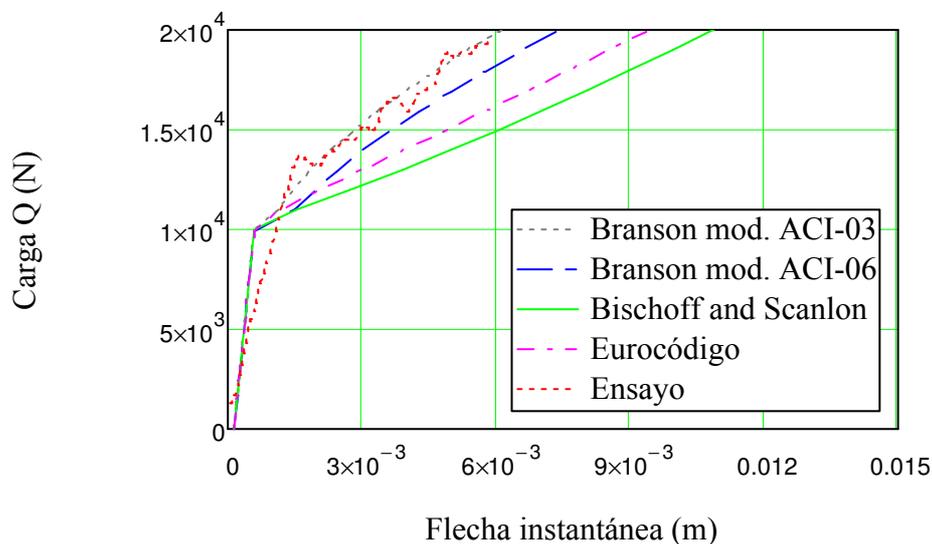


Fig. 4.2: Detalle del inicio de la curva

Si se centra en la curva experimental se puede observa un primer tramo prácticamente lineal. Este tramo corresponde con la viga aun sin fisurar, en el que la pendiente es elevada debido a que la rigidez de la viga es relativamente alta. Una vez que se llega a la carga de fisuración la rigidez de la viga cambia drásticamente y también la pendiente. No obstante, la curva se mantiene prácticamente lineal hasta la rotura, observándose al final de ella un pequeño indicio de curvatura.

Si se comparan los resultados teóricos con los experimentales se puede ver que coinciden con bastante exactitud. Es para cargas relativamente elevadas donde se aprecia una pequeña discrepancia. Estudiando con más detalle, se puede apreciar que las curvas teóricas tiene una pendiente ligeramente creciente, esto es, suponen que la rigidez aumenta levemente. No obstante en la realidad no ocurre así, al principio la pendiente parece constante, vislumbrándose al final una pérdida de rigidez muy sutil. Este comportamiento es lógico y a ello se debe que para la carga de rotura la predicción de flecha se quede algo corta.

Ahora bien, si se comparan los resultados teóricos entre si, se puede ver que coinciden en todo momento y son casi indistinguibles. Con lo cual se puede concluir que, para este modo de fallo, la predicción de la flecha es la misma independientemente del procedimiento de cálculo.

A continuación se muestra unas fotografías para ver la flecha de esta clase de elementos. Cabe destacar que una vez que falló y se descargó la viga la recuperación de la flecha fue sorprendente. Ello se debe a que los refuerzos de GFRP no se rompieron y su comportamiento elástico, por ello una vez que cesó la carga tendieron a su posición original recuperando gran parte de la flecha de la viga.



Fig. 4.3: flecha de la viga



Fig. 4.4: Flecha después de fallar

4.1.2 Rotura por tracción de la armadura inferior

En este punto cabe contar un pequeño detalle: En la fase de elaboración de la viga, una de las que pertenece al tipo de rotura por tracción de la armadura, manipulándola con el puente grúa recibió un pequeño impacto y se fisuró. Con lo cual la rigidez inicial es menor de la que se predice con la sección sin fisurar y por tanto la pendiente es menos acusada. Se recomienda obviar en este tramo la viga defectuosa y prestar atención a la otra. El resto de la curva no tiene porqué ser afectada ni tampoco la carga última.

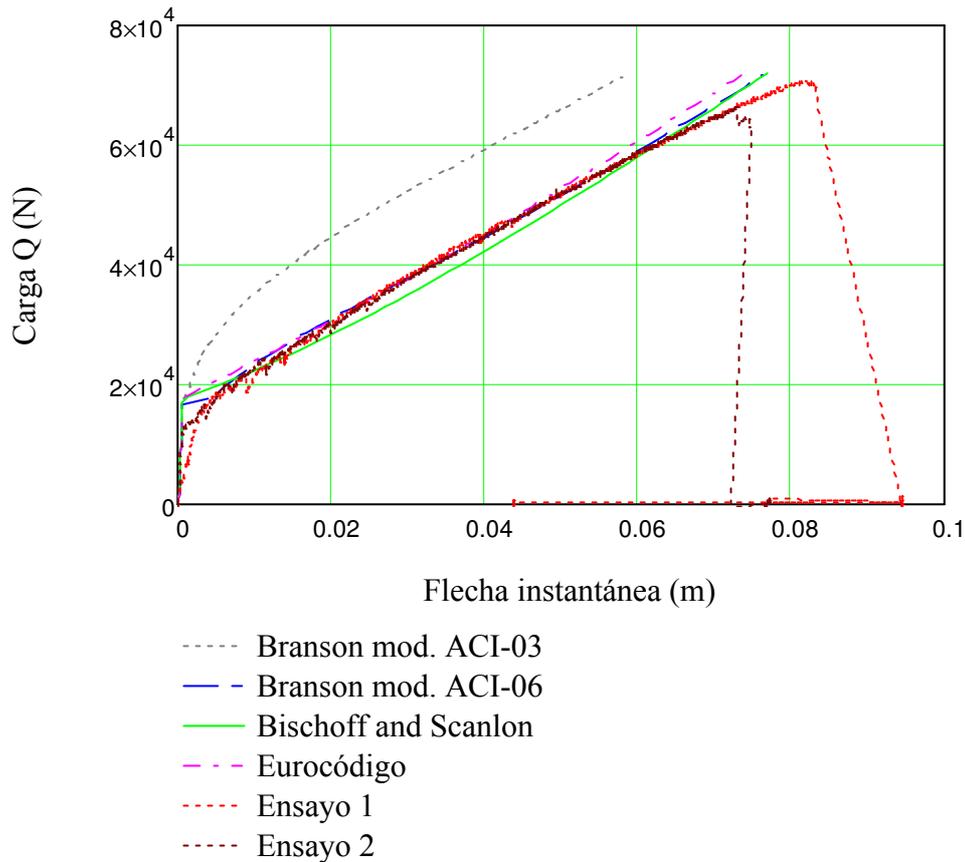


Fig. 4.5: Evolución de la flecha para viga a rotura por tracción de la armadura inferior

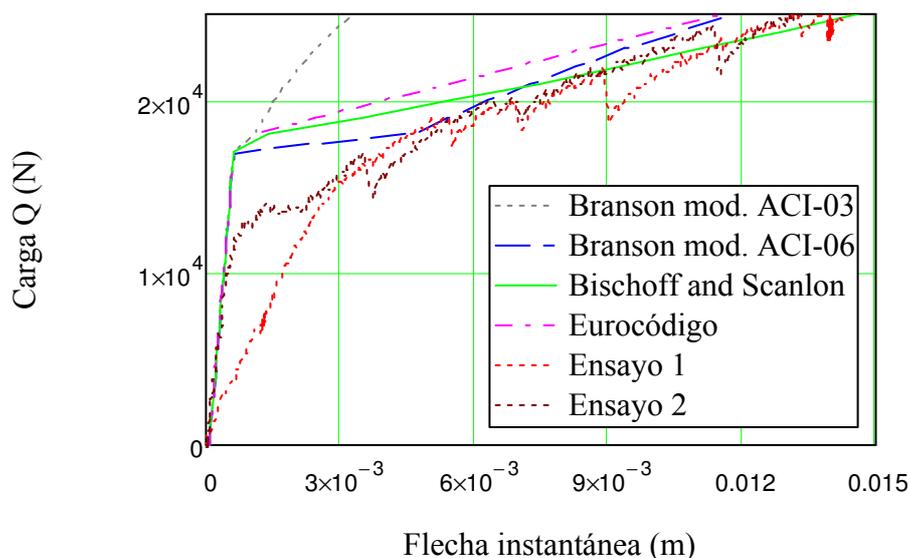


Fig. 4.6: Detalle del tramo inicial

Análogo al otro tipo de viga se puede ver un tramo inicial lineal que corresponde con la viga sin fisurar. Una vez que surgen las primeras fisuras rápidamente cambia la rigidez y la pendiente de la curva. No obstante, sigue comportándose linealmente en todo momento hasta la rotura.

En lo que se refiere a la predicción teórica, prácticamente se superpone con la curva experimental. Aun para cargas altas la predicción es bastante acertada.

Mientras que, si se comparan las curvas teóricas entre si, se puede ver claramente que existe una que se aleja sensiblemente de las demás. Esta corresponde con la modificación de la fórmula de Branson según la recomendación del código ACI440.1R-03. La curva se encuentra trasladada verticalmente, lo cual significa que la rigidez que predice es superior a la real para una misma carga. De ahí que el ACI-06 ajustara el coeficiente β_d para adaptarse mejor a la experimental.

Es destacable la buena reiteración de los ensayos. Observar que ambas curvas experimentales se superponen, sin embargo una de ellas parece que falla prematuramente. En el apartado de modo de fallo se intenta buscar una explicación a este hecho.

A continuación se muestran unas fotografías de la flecha de la viga durante el ensayo. En este caso una vez que se rompió y cesó la carga no hubo ningún indicio de recuperación de flecha.



Fig. 4.7: Flecha de la viga durante el ensayo

4.1.3 Comparación

A continuación se muestra una gráfica con las dos curvas experimentales.

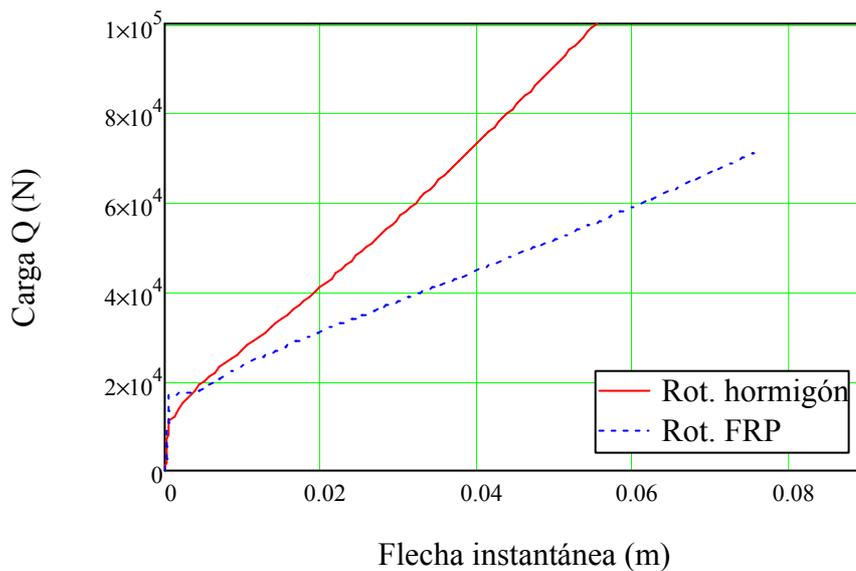


Fig. 4.8: Comparación de evolución de flecha

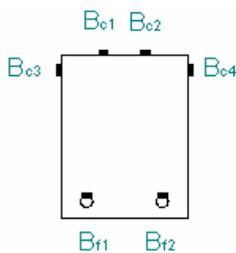
Principalmente, de esta gráfica se puede observar la dependencia de la flecha respecto a la cuantía geométrica. Esto es, cuanto menor es la cuantía colocada, mayor es la flecha para una misma carga y por tanto la pendiente de la curva es menos acusada. Este resultado es totalmente lógico pues para una misma carga y por tanto momento, la deformación que debe experimentar el refuerzo ha de ser mayor y por tanto la rigidez es considerablemente menor. Mientras que en lo que respecta a la carga última, obviamente cuanto más armadura se coloque mayor es la carga soportada.

Por otro lado hacer un pequeño comentario sobre la linealidad de las curva. Ambas presentan una clara tendencia lineal, sin embargo, dentro de lo que cabe la curva de la viga a rotura de la armadura presenta un mayor grado de linealidad. Es decir, permanece lineal hasta la rotura mientras que en el tramo final de la otra curva se puede ver una pequeña curvatura. Igual esta discrepancia se debe al modo de rotura pero a falta de más ensayos no se puede extraer ninguna pauta de comportamiento, más que el simple comentario que se hace.

4.2 EVOLUCIÓN DE LA CURVATURA

Análogamente al apartado anterior de la flecha, el cálculo teórico de la curvatura se hace en base a la fórmula de resistencia de materiales utilizando igualmente una inercia equivalente y módulo elástico constante en toda la sección. De hecho, en este apartado se va a utilizar los mismos cálculos de la inercia que en el apartado anterior. Mientras que los experimentales se obtienen a través de la lectura de las bandas extensométricas de la cara superior del hormigón y del refuerzo tal como se muestra a continuación.

$$\chi = \frac{B_{f1} - B_{c1}}{d} \tag{4.8}$$



Donde B_{f1} y B_{c1} hace referencia a la deformación registradas por las bandas de los refuerzos y de la cara superior de hormigón a compresión respectivamente. Valores positivo de las bandas de los refuerzos significa tracción y valores negativos de las del hormigón compresión.

A continuación se muestran dos gráficas, una para cada tipo de viga, en el que se dibuja tanto las curvas teóricas como experimentales de la relación momento curvatura.

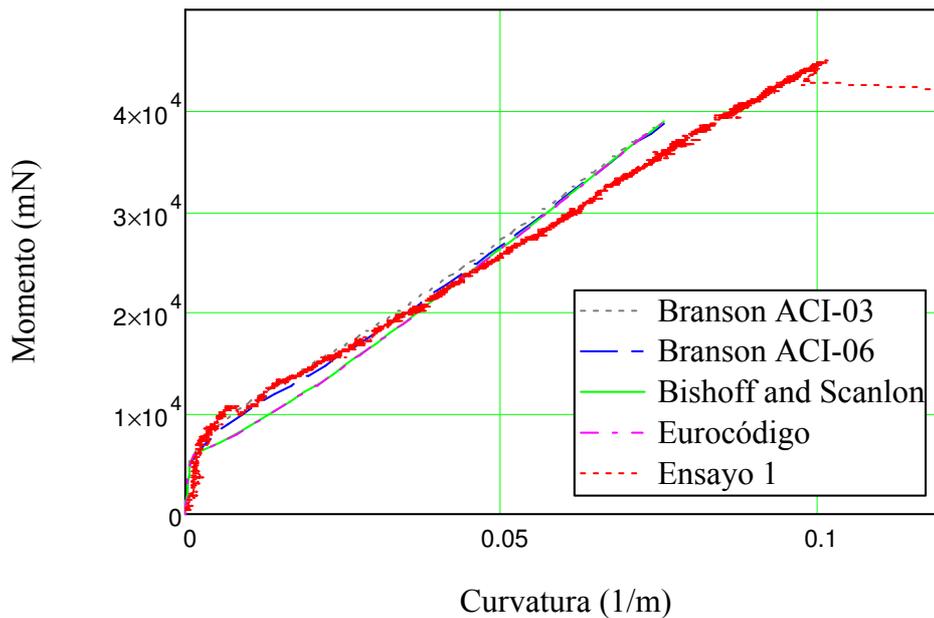


Fig. 4.9: Curvatura para viga por rotura a compresión del hormigón

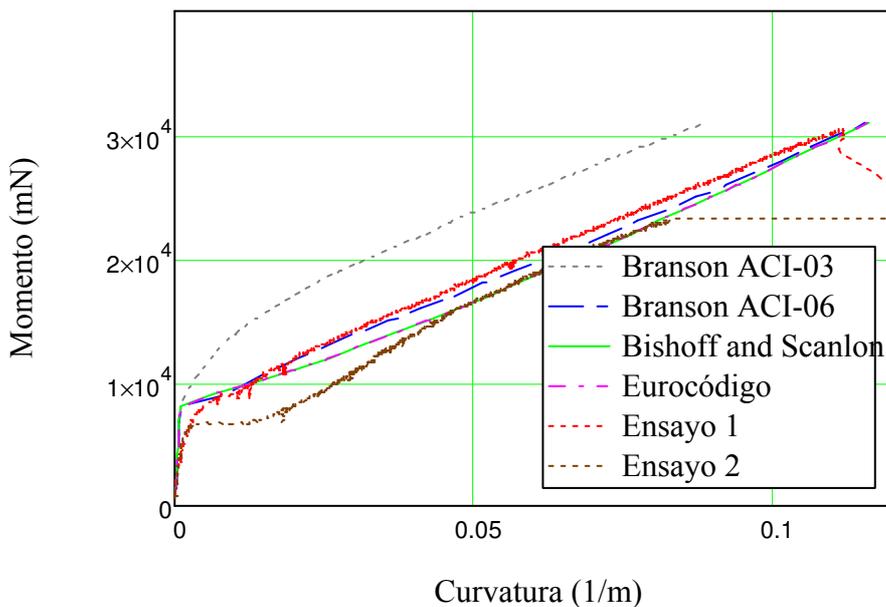


Fig. 4.10: Curvatura para viga por rotura a tracción de la armadura

Se puede hacer una lectura de las gráficas análogas al caso de la flecha. Inicialmente la curva se comporta lineal con una pendiente elevada debido a que la sección no está fisurada, pero una vez que se produce, rápidamente se reduce la rigidez y pendiente de la curva manteniéndose lineal hasta la rotura.

Se puede ver que los resultados teóricos concuerdan bastante bien respecto a los experimentales. Es para cargas altas donde la curva experimental de la viga por rotura del hormigón se separa de la teórica que sobrevalora la rigidez del elemento. Y mencionar que la fórmula del ACI-03 sobre estima también la rigidez del elemento para cuantías geométrica bajas.

4.2.1 Comparación

En la siguiente figura se muestra las dos evoluciones de la curvatura para ambos tipos de vigas. Igualmente, se puede extraer que la curvatura del elemento depende de la cuantía geométrica dispuesta tal que cuanto menor sea, mayor deformación del refuerzo se espera, menor es la rigidez y mayor es la curvatura.

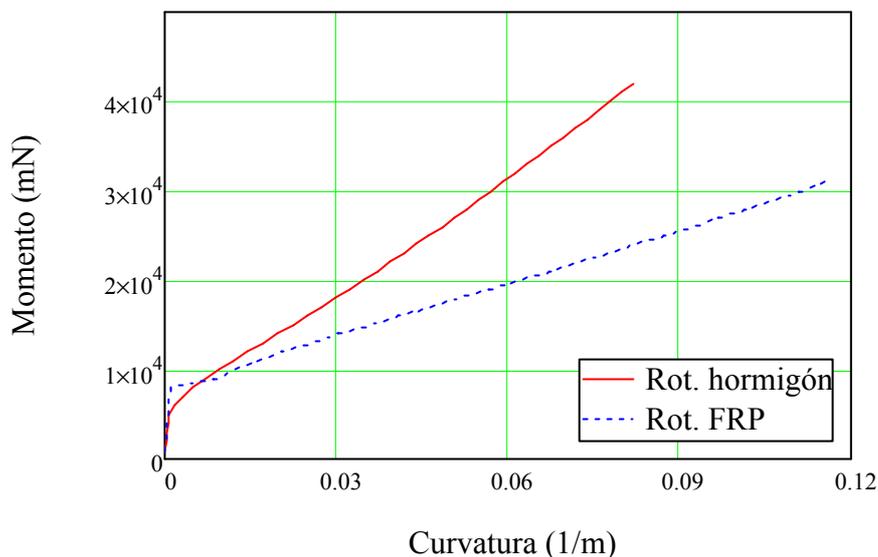


Fig. 4.11: Curvatura para ambos tipos de viga.

4.3 EVOLUCIÓN DE LA FISURACIÓN

Experimentalmente no se pudo registrar la evolución de las fisuras. Sólo se pudo hacer un seguimiento visual y fotográfico que se expone a lo largo de este apartado.

Las fisuraciones en ambos tipos de vigas se esperan que sean diferentes por lo que se procede a su comparación (abertura máxima, altura), sin embargo, la evolución es similar. Inicialmente una vez rebasado la carga de fisuración aparece una fisura en la sección central seguido por fisuras cerca de los puntos de carga (Véase Fig. 4.12 y 4.13). A medida que se fue incrementando la carga fueron apareciendo nuevas fisuras separadas regularmente (Fig. 4.14). Para cargas relativamente bajas las fisuras iban creciendo verticalmente hasta una altura en la que se estabilizaron (Fig. 4.15). Esta altura coincide aproximadamente con la de la fibra neutra última. A partir de entonces las fisuras empezaron a abrirse paulatinamente. Una vez ya para cargas altas se podía ver que las fisuras de la región central eran prácticamente verticales mientras que las de las regiones extremas, aunque al principio eran verticales, empezaban a inclinarse debido a la influencia del cortante (Fig. 4.16). Concluir que independientemente del modo de fallo las fisuras a cargas próximas a la última eran bastante considerables y se podía ver con bastante claridad la regularidad de las mismas aún en la zona central donde no existían estribos (Fig. 4.17)



Fig. 4.12: Fisura sección central



Fig. 4.13: Fisura puntos de carga



Fig. 4.14: Aparición de nuevas fisuras separadas regularmente



Fig. 4.15: Estabilización de la altura de las fisuras



Fig. 4.16: influencia del cortante en los tercios extremos.

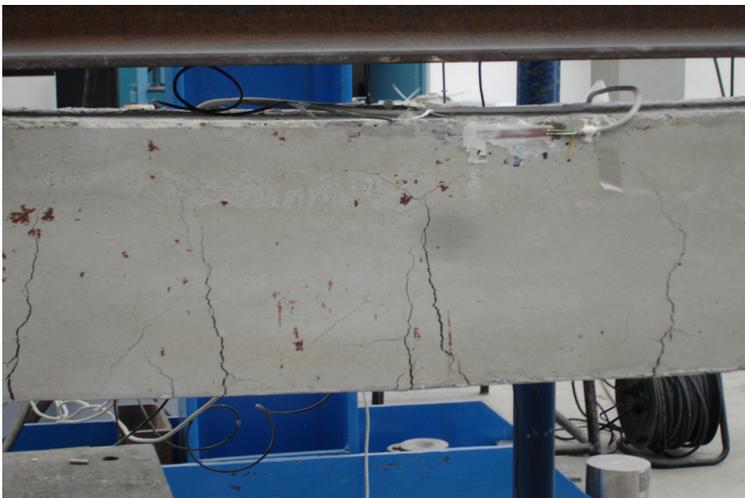


Fig. 4.17: Grandes aberturas de fisuras y regularidad en la región central.

A modo instructivo y también con un fin comparativo a continuación se muestran unas gráficas sobre la evolución teórica de la abertura de fisura. Estos cálculos se hacen en base a dos normativas, según el código ACI y la EHE puesto que el Task Group 9.3 aboga que esta última es también válida para esta clase de elementos puesto que se basa en la deformación de los refuerzos.

ACI 440.1R-06

$$w(Q) = 2 \cdot \frac{f_f(Q)}{E_f} \cdot \beta \cdot k_b \cdot \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2} \quad (4.9)$$

Donde

s es la separación entre barras longitudinales inferiores.

β es un coeficiente que relaciona la distancia de la fibra neutra al punto más traccionado de la sección y la distancia de la fibra neutra al centro del refuerzo.

k_b es un coeficiente que informa sobre la adherencia de las barras de FRP

f_f es la tensión de los refuerzos

EHE

$$w_k(Q) = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{fm}(Q) \tag{4.10}$$

Donde

s_m es la separación media entre fisuras

ε_m es la deformación media de los refuerzos

β es un coeficiente que relaciona la abertura media con el valor característico

4.3.1 Comparación

Con las siguientes dos gráficas se pretende comparar la abertura de fisura máxima de ambos tipos de viga según los dos procedimientos de cálculo.

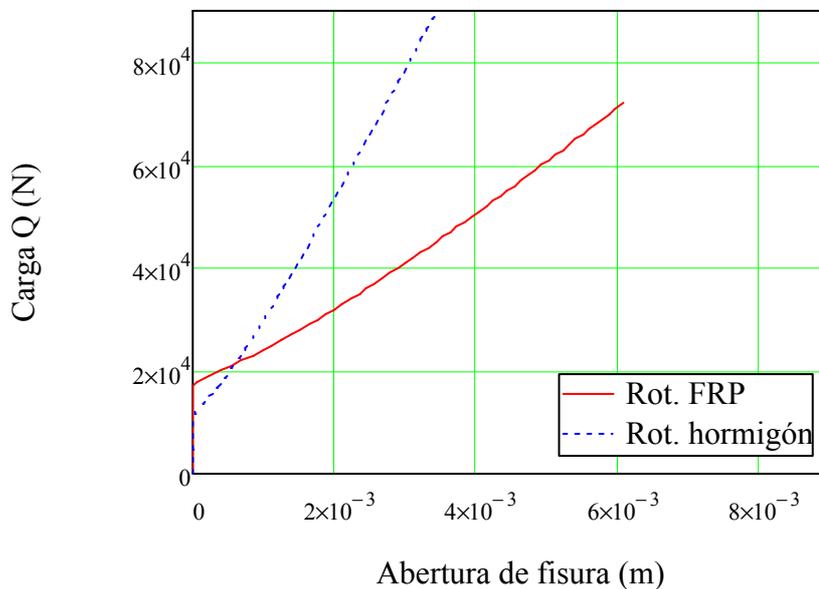


Fig. 4.18: Abertura de fisura según EHE para ambos tipos de viga

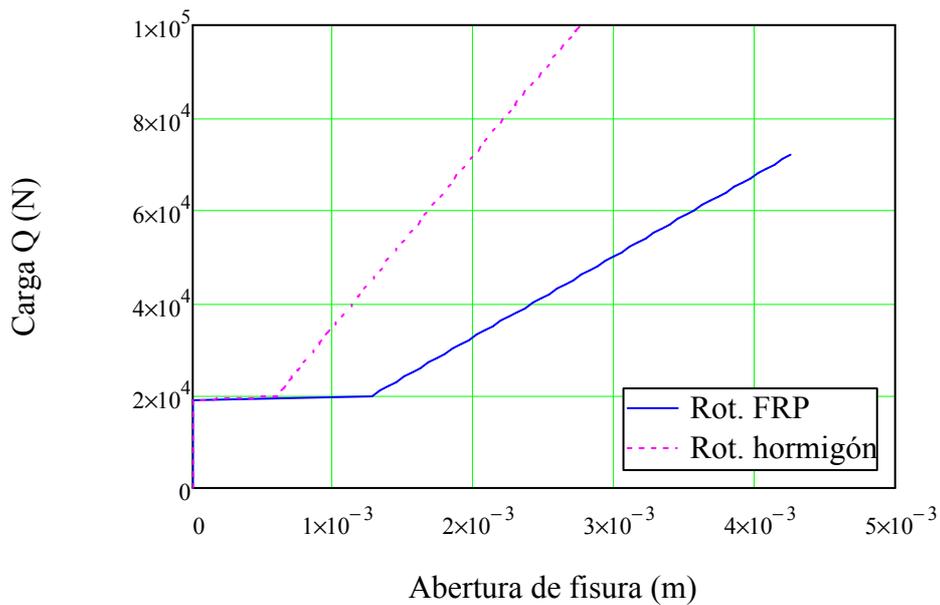


Fig. 4.19: Abertura de fisura según ACI 440.1R-06 para ambos tipos de viga

Se puede ver claramente, independientemente de la norma, que cuanto menor sea la cuantía geométrica colocada, mayor es la abertura de fisura esperada para una misma carga. Este resultado era previsible, puesto que la deformación depende directamente de la deformación del refuerzo y obviamente éste de la cantidad dispuesta.

Por último se pretende comparar las predicciones de ambas normas para cada tipo de fallo. A continuación se vuelve a mostrar dos gráficas en las que la primera hace referencia a la viga por rotura del hormigón y la segunda a la restante.

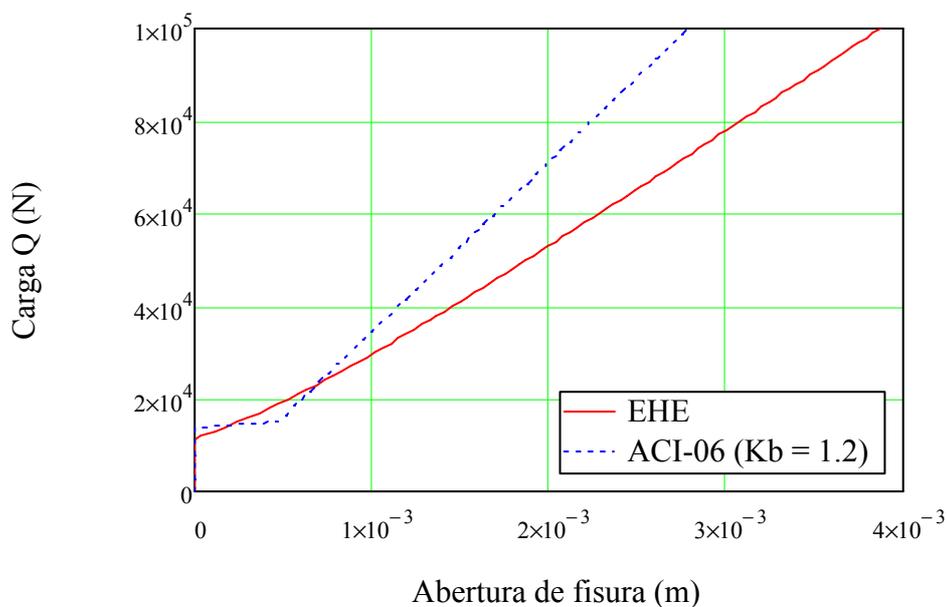


Fig. 4.20: Abertura de fisura para viga por rotura del hormigón

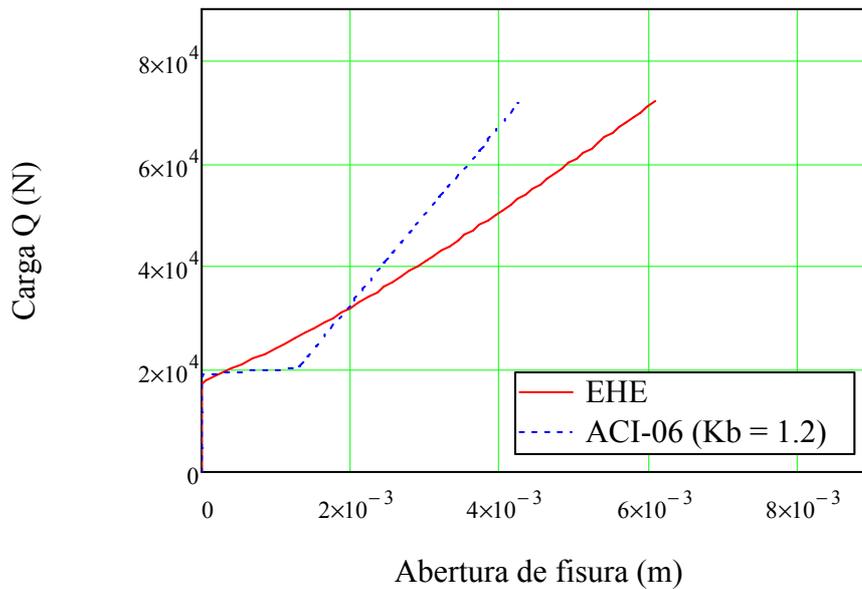


Fig. 4.21: Abertura de fisura para viga por rotura de la armadura a tracción

De estas dos gráficas se puede extraer que independientemente del modo de fallo, se la predicción del código ACI es menos conservadora que la EHE.

A continuación se muestran unas fotografías de las fisuras para ambos tipos de vigas en cargas próximas a la rotura.



Fig. 4.22: Viga rotura de armadura



Fig. 4.23: Viga rotura del hormigón

Comparado ambas fotografías se puede observar que las aberturas de fisuras son realmente mayores en la viga con menor cuantía geométrica. Además para ésta misma, se puede intuir que la altura de la fisura es algo mayor debido a que la fibra neutra es más alta. Es decir, se puede concluir que los resultados teóricos concuerdan con la realidad.

4.4 DEFORMACIONES UNITARIAS

A continuación se muestran cuatro gráficas, dos de cada tipo de viga, en el que se muestra tanto la predicción teórica como experimental de la deformación del hormigón en la cara superior, a nivel de la banda lateral y la deformación del refuerzo. Véase Fig. 3.23 para clarificar.

La predicción teórica se ha hecho en base a un análisis seccional utilizando el diagrama parábola rectangular del hormigón. Además se supone que el hormigón no trabaja a tracción y la sección se mantiene plana antes y después de la deformación.

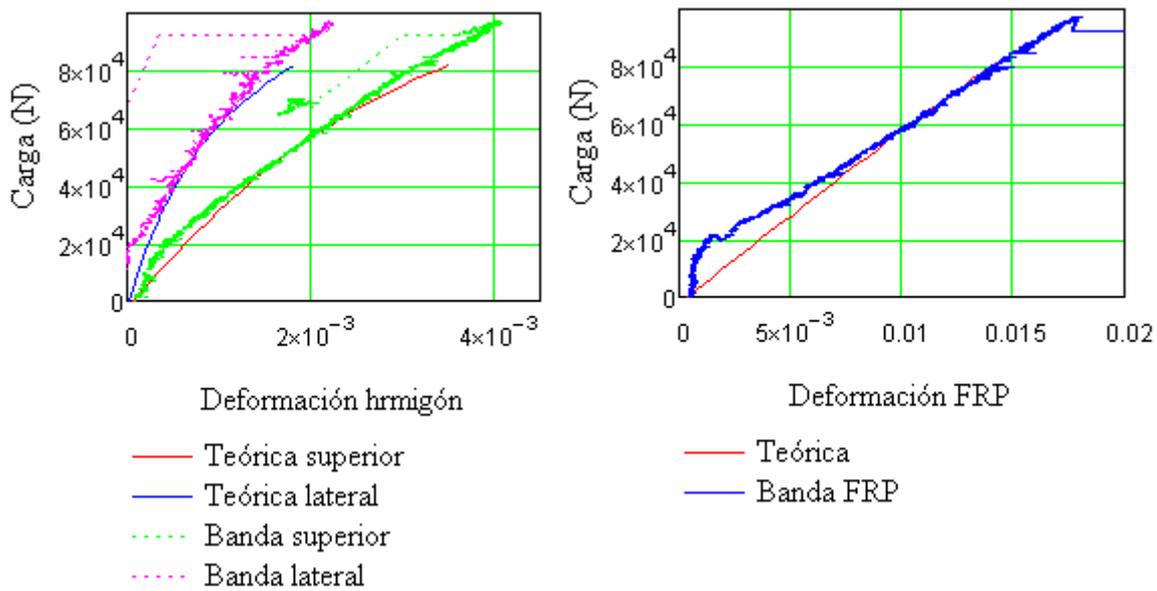


Fig. 4.24 y 4.25: Deformaciones para la vida de rotura del hormigón

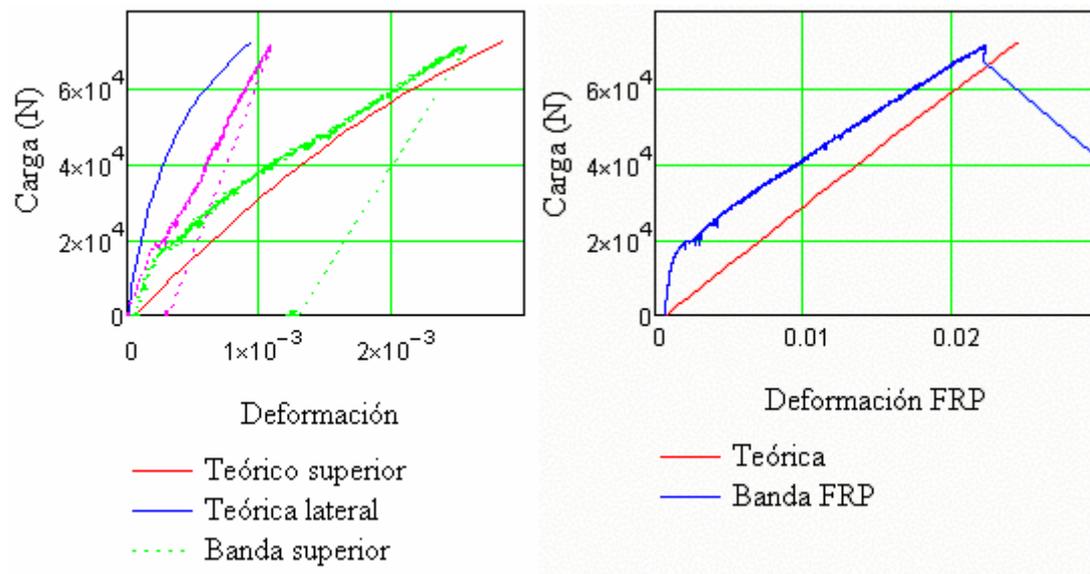


Fig. 4.26 y 4.27: Deformación para la viga de rotura de la armadura a tracción

En términos generales la evolución experimental de la deformación del hormigón es igual para ambos tipos de vigas. Al principio se distingue un tramo lineal, debido a la sección aún sin fisurar, en el que la curva se separa de la teórica. Una vez iniciado la fisuración, el hormigón a tracción rápidamente deja de colaborar, la pendiente cambia y tiende a aproximarse a la curva predicha. Esta misma lectura puede ser hecha con la evolución experimental de la deformación del refuerzo. Este fenómeno se aprecia mejor en la Fig. 4.24 y 4.25, fíjese que una vez producido la fisuración las curvas teóricas y experimentales tienden a converger.

Otra cuestión que cabe destacar es que la deformación de la banda lateral es menor obviamente de la banda superior y coincide con la teórica, con lo cual junto con la deformación del refuerzo se demuestra que el elemento sigue una ley plana en el que la deformación es proporcional a la distancia desde la fibra neutra.

4.4.1 Comparación

Como se puede ver en las gráficas anteriores, obviamente las deformaciones máximas tanto del hormigón como del refuerzo dependen del modo de fallo. En el caso de rotura del hormigón se alcanza una deformación máxima del 0.4%, algo superior a lo que predice la EHE, mientras que la del refuerzo se queda en un 1.8%. Por el contrario, y como ha de esperarse, para el otro tipo de viga la deformación máxima del hormigón es bastante menor, entorno al 0.25%, mientras que la de refuerzo alcanza un valor de 2.3%, algo inferior a la que se esperaba de 2.5%. Esto último puede ser por varios motivos, o bien la tensión última es menor de la que predice el fabricante, o bien el módulo elástico es algo mayor o las dos cosas a la vez. Si realmente fuera que el módulo elástico, esto explicaría las diferencias que existen en la gráfica de la deformación del refuerzo, como se vera a continuación, en la gráfica de la fibra neutra y por supuesto la diferencia de la deformación de la banda lateral teórica y experimental.

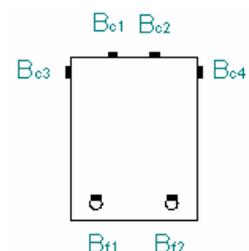
4.5 EVOLUCIÓN DE LA FIBRA NEUTRA

A continuación se muestra dos gráficas que muestran tanto la evolución teórica como experimental de la fibra neutra para cada tipo de viga.

La predicción teórica se ha hecho en base a un análisis seccional utilizando el diagrama parábola rectangular del hormigón. Además se supone que el hormigón no trabaja a tracción (lo cual, como se verá a continuación, no es totalmente exacto para cargas bajas) y la sección se mantiene plana antes y después de la deformación. Mientras que la experimental se ha obtenido por medio de las bandas extensométricas pegadas en la cara superior del hormigón y en las barras de GFRP

Cálculo experimental de la fibra neutra:

$$\xi_{exp} = \frac{-B_{c1}}{B_{f1} - B_{c1}} \cdot \frac{d}{h} \tag{4.11}$$



Donde la lectura de las bandas del hormigón son negativas

debido a que esta en compresión y las del refuerzo al contrario

Cálculo teórico de la fibra neutra

$$\xi_{tco} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_f} \cdot \frac{d}{h} \quad (4.12)$$

Sin embargo aquí se entiende que valores positivos de la deformación del hormigón es para compresión y valores positivos del refuerzo a tracción.

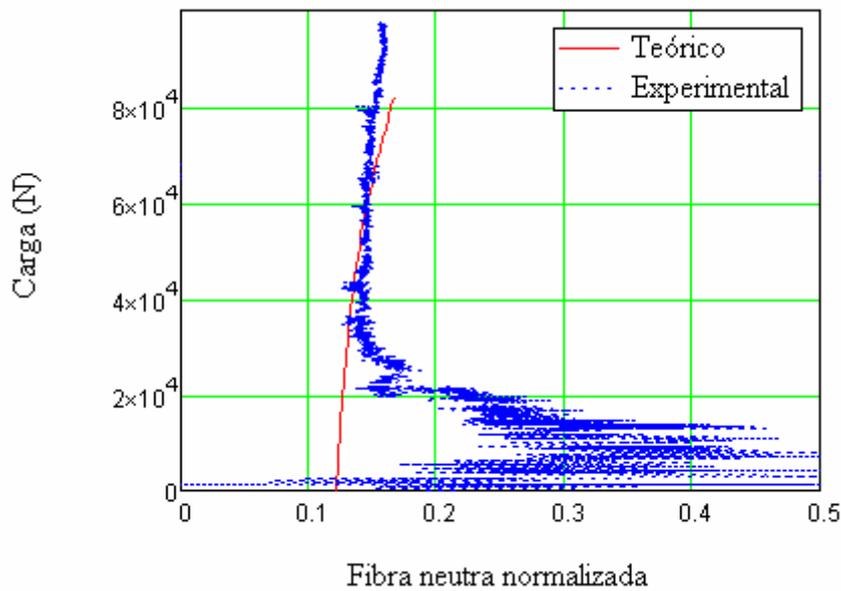


Fig. 4.28: Fibra neutra normalizada para viga por rotura del hormigón

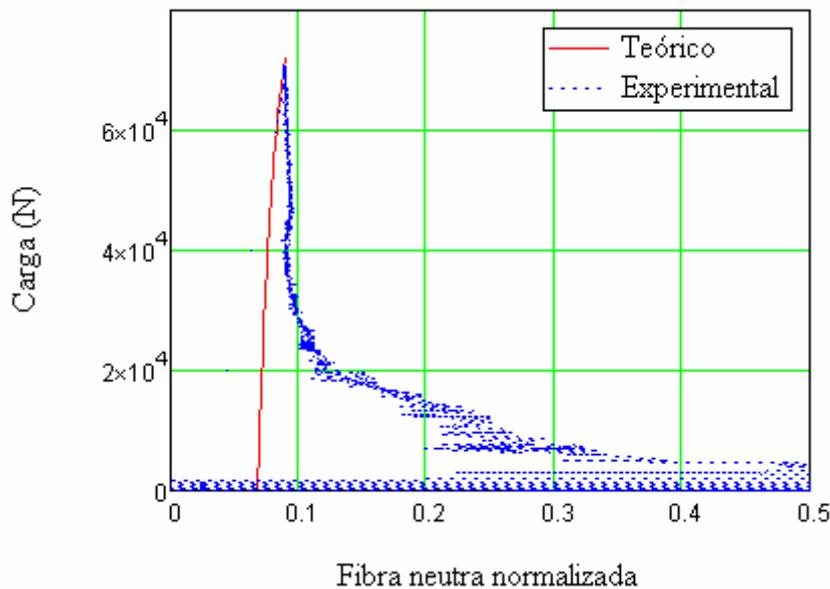


Fig. 4.29: Fibra neutra normalizada para viga por rotura a tracción de la armadura
 La evolución experimental es prácticamente similar para ambos tipos de viga. Parte inicialmente de la mitad de la sección, debido a que la sección aun no se encuentra fisurada y el hormigón a tracción colabora, pero una vez que se fisura la colaboración del hormigón rápidamente se deteriora y tiende a la curva experimental.

4.5.1 Comparación

Si se comparan las curvas de ambos tipos de viga se puede extraer que la profundidad de la fibra neutra depende, como cabe esperarse, de la cantidad de armadura a tracción. De tal manera que la viga sobre-reforzada tiende a una profundidad de fibra neutra mayor. Normalmente la fibra neutra es gobernada por la deformación el refuerzo, puesto que suele ser un orden de magnitud mayor que el hormigón, luego cuanto menos armadura se disponga menor es la profanidad de la fibra neutra.

4.6 MODO DE FALLO

Se diseñaron dos tipos de vigas, dos vigas a rotura a compresión del hormigón y dos a rotura del refuerzo de fibra de vidrio. El modo de fallo está determinado por la relación entre cuantía geométrica colocada y la cuantía balanceada de la sección, tal que si ésta última es superada, el fallo esperado es por compresión del hormigón y viceversa. En orden a ello, el cálculo de la cuantía balanceada es crítico, En la fase de diseño (así también como en teoría) ya advertía que los resultados obtenidos a través del código ACI son ligeramente diferentes respecto a la EHE. Esta diferencia se debe básicamente a ligeras discrepancias en los coeficientes que entran en juego en la formulación. A continuación se muestra las ecuaciones de una y otra norma.

ACI 440

$$\rho_{fb} = \frac{f'_c}{f_{fu}} \cdot \left(0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{fu}} \right) \quad (4.13)$$

Donde (4.14):

Deformación última del hormigón $\epsilon_{cu} = 0.003$
 Coeficiente de cansancio del hormigón 0.85

Coeficiente de profundidad de la fibra neutra:

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85 & \text{si } f'_c \leq 27.6 \text{ MPa} \\ 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'_c - 27.6}{6.9} \right) & \text{si } 27.6 \text{ MPa} < f'_c \leq 55 \text{ MPa} \\ 0.65 & \text{si } f'_c > 55 \text{ MPa} \end{cases}$$

EHE

$$\rho_{fb} = \frac{f_{cd}}{f_{fd}} \cdot \left(\eta \cdot \lambda \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{fu}} \right) \quad (4.15)$$

Donde:

Deformación del hormigón:

$$\epsilon_{cu} = \begin{cases} 0.0035 & \text{si } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ \left[0.0026 + 0.0144 \cdot \left(\frac{100 - f_{ck}}{100} \right)^4 \right] & \text{si } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (4.16)$$

Coeficiente de profundidad de fibra neutra

$$\lambda = \begin{cases} 0.8 & \text{si } f_{ck} \leq 50 \cdot \text{MPa} \\ 0.8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} & \text{si } f_{ck} > 50 \cdot \text{MPa} \end{cases} \quad (4.17)$$

Coeficiente de tensión media

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{si } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1 - \frac{f_{ck} - 50}{200} & \text{si } f_{ck} > 50 \cdot \text{MPa} \end{cases} \quad (4.18)$$

Como se aprecia en la formulación el código ACI es demasiado conservativo. Reduce la resistencia del hormigón por un factor de 0.85 para tener en cuenta el cansancio del hormigón, que para este caso de experimentación, no tiene sentido aplicarlo. Supone una deformación última del hormigón demasiado pequeña, pues como se ve en la experimentación incluso sobrepasa el 3.5% predicho por la EHE. Y el factor de profundidad de fibra neutra se reduce muy temprano (para una resistencia del hormigón relativamente baja) que informar de la fragilización del hormigón. Con lo

cual, todo ello induce a pensar que la EHE es un poco más acertada. De hecho en la fase de diseño se buscó un resultado contradictorio para comprobarlo. Es decir, que ambas predijeran modos de fallo diferente para una misma viga. En concreto se hizo para la viga por rotura a tracción de la armadura. A continuación se muestra una gráfica bastante instructiva.

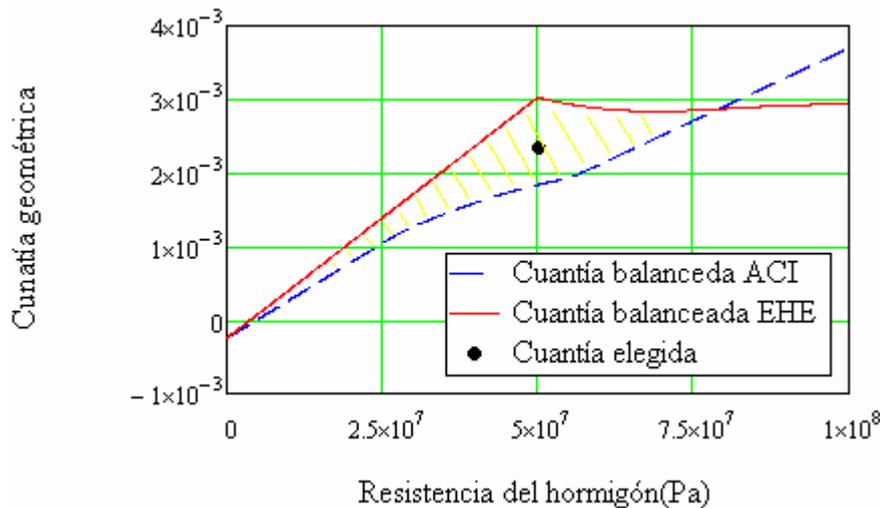


Fig. 4.30: Cuantía balanceada según la EHE y ACI y cuantía elegida.

Sólo se tuvo que buscar una cuantía que estuviera dentro de la franja amarilla en la que las dos normativas predicen resultados diferentes. A continuación se muestra una tabla con la cuantía de los dos tipos de viga, la cuantía balanceada predicha por las dos normativas y el modo de fallo final que ocurrió en la experimentación.

Tabla 4.1: Modos de fallo				
Diseño de la viga	Cuantía dispuesta	C. balanceada ACI	C. balanceada EHE	Fallo final
Rotura FRP	$2.338 \cdot 10^{-3}$	$1.837 \cdot 10^{-3}$	$3.098 \cdot 10^{-3}$	Rotura FRP
Rotura hormigón	$5.305 \cdot 10^{-3}$	$1.640 \cdot 10^{-3}$	$2.265 \cdot 10^{-3}$	Rotura hormigón

Concluir por tanto que se obtuvo los dos modos de fallos buscados, siendo la EHE más acertada que el código ACI tal como se cabía esperar. Finalmente se muestran dos fotografías en las que se ve los dos modos de fallos experimentales.



Fig. 4.31: Fallo por compresión del hormigón Fig. 4.29: Rotura del refuerzo

4.7 CARGAS ÚLTIMAS DE LAS VIGAS

A continuación se muestra una tabla con las cargas últimas teóricas y experimentales a flexión de cada viga. Los resultados teóricos se calculan en base al código ACI y a la EHE, con las hipótesis respectivas de cada norma.

Tipo de viga diseñada	Q_{fu} ACI 440 (kN)	Q_{fu} EHE (kN)	Q_{fu} exp. (kN)	Q_{fu} exp / Q_{fu} ACI	Q_{fu} exp / Q_{fu} EHE
Rotura de hormigón 1(*)	89.3	107.2	98	-	-
Rotura de hormigón 2	71.3	81.6	96.5	1.35	1.18
Rotura de FRP 1	65.1	73.3	70	1.07	0.95
Rotura de FRP 2	65.1	73.3	66	1.01	0.90

(*) La viga de rotura a compresión número 1 falló prematuramente debido a cortante, con lo cual se debe descartar de este análisis. En el último apartado se tratará esta viga en particular.

Como se puede observar la viga a rotura del hormigón soportan una carga última mayor a la que predicen ambas normas. Esta discrepancia puede ser debido a que experimentalmente se registró una deformación última del hormigón entorno al 0.42%, frente a las suposiciones del código ACI de 0.3% y de la EHE de 0.35%. De hecho es la EHE la que más se acerca al experimental siendo el código ACI más conservativo.

En lo que respecta a las vigas a rotura de a tracción de las armadura, son las características del FRP las que gobiernan la carga de fallo principalmente. La variabilidad de ellas suele ser muy pequeña y entorno a lo que predice el fabricante (no como en el hormigón que la variabilidad es bastante considerable), de ahí que los cálculos teóricos se aproximen mucho a los experimentales. Ahora bien, fíjese que las cargas de rotura experimental son sensiblemente diferentes, en cambio las curvas de comportamiento son prácticamente iguales, sólo que una de ellas falla a una carga menor. Si nos fijamos en el fallo de ambas vigas, en las dos ocurre en una sección próxima a los apoyos. Pero justamente la que rompe antes, la grieta coincidente con uno de los estribos. Esto hace pensar que pudo fallar prematuramente. Veamos a continuación unas fotografías del fallo de cada una de ellas para sacar conclusiones.



Fig. 4.32: Fallo no prematuro



Fig. 4.33: Fallo prematuro

Se puede ver en la primera imagen una rotura limpia de las barras en las que por tracción han roto y las fibras se encuentran sueltas. Sin embargo, en la otra fotografía es diferente, parece que los estribos estrangulan a las barras y las rompe transversalmente. De hecho la resistencia transversal de estas barras son muy bajas y los estribos al estar sometido a tracción debido al cortante puede que las haya dañado. Ello explicaría que la carga última de esta viga hay sido algo menor.

Si asumimos lo anterior, en el que el resultado correcto es el de la viga que rompió a mayor carga, la EHE vuelve a ser más acertada que el código ACI, siendo de nuevo más conservativo. Pero en este caso la EHE predice una carga de rotura mayor a la experimental. Si analizamos con detalle, la deformación última de las barras son ligeramente inferior a la que da el fabricante. Ello puede ser debido a que el módulo elástico sea algo mayor, lo cual no explica que la carga de rotura haya sido menor de la predicha, o la tensión última sea algo menor, o bien las dos cosas con lo cual explicaría que la carga de rotura haya sido menor de la predicha y además las curvas de comportamiento coincidan mejor. (Tan sólo asumiendo que la resistencia final de las barras es de 1450 en vez de 1500MPa y el módulo elástico de 6500 MPa, la carga última predicha por la EHE sería de 70 kN y las curvas coincidirían bastante mejor)

4.8 VIGA A ROTURA POR CORTANTE

En este apartado se pretende evaluar cuáles son los motivos por el que una de las vigas, diseñada a rotura por compresión del hormigón, falló finalmente a cortante y evaluar si la formulación utilizada es la correcta.

En uno de los tercios extremos, para cargas relativamente altas, llamaba la atención una grieta a 45° aproximadamente. Esta grieta para cargas cerca de la rotura, empezó a abrirse significativamente, lo cual significaba que los estribos se estaban deformando excesivamente y estaban a punto de colapsar. Sobre unos 98 kN finalmente la viga fallo a cortante. A continuación se muestra unas fotografías sobre este modo de fallo.



Fig. 4.34: Grieta a 45°



Fig. 4.35: Rotura por cortante a 45°

El diseño inicial se hizo con la formulación de la EHE convenientemente adaptada tal como se comenta en la parte de teoría. Luego se comprobó los resultados con el código ACI. Al principio se diseñó con una resistencia del hormigón de 30MPa, a

continuación mostramos los resultados de la carga última tanto a flexión como cortante según las dos normativas.

- EHE

Carga última a flexión	$Q_{f.EHE} = 92.622\text{kN}$
Carga última a cortante	$Q_{v.EHE} = 109.780\text{kN}$

- ACI 440.1R-06

Carga última a flexión	$Q_{f.ACI} = 80.212\text{kN}$
Carga última a cortante	$Q_{v.ACI} = 89.014\text{kN}$

Nótese que sendas normativas predicen que el fallo es antes por flexión que por cortante, no obstante el margen entre uno y otro modo de fallo es muy pequeño. Según la EHE la carga a rotura por cortante es tan sólo un 18% más que la carga a flexión, mientras que el código ACI un 11%. Luego alguna variación respecto a las condiciones de diseño podría suponer que la viga fallara del modo no esperado, es decir, por cortante. Realmente ocurrió que la resistencia del hormigón salió algo mayor de la diseñada, 39MPa, por tanto el momento último creció sensiblemente (casi proporcional al aumento de resistencia) pero no tanto el cortante último (depende de la raíz cúbica de la resistencia).

- EHE

Carga última a flexión	$Q_{f.EHE} = 107.189\text{kN}$
Carga última a cortante	$Q_{v.EHE} = 115.854\text{kN}$

- ACI 440.1R-06

Carga última a flexión	$Q_{f.ACI} = 89.319\text{kN}$
Carga última a cortante	$Q_{v.ACI} = 91.103\text{kN}$

Aún así las dos normativas siguen prediciendo que la rotura es antes por flexión que por cortante pero ahora el margen se ha reducido de un 18% a un 8 % según la EHE y el código ACI de un 11% a 2%. Esto es, ya las diferencias entre ambos modos de fallo son pequeñísimas luego se puede dar cualquier fallo (más aún si se fija en el código ACI). Finalmente la viga colapsó a 98kN por cortante, lo que significa que el código ACI sigue siendo conservativo con los valores del cortante, pero aún más conservativo con la predicción de la carga última de flexión (debido principalmente al coeficiente reductor por cansancio y baja deformación última del hormigón). Sin embargo la EHE sobre-estima la carga última de cortante, lo cual es erróneo y peligroso. Si ahora se centra en la formulación del cortante, la única diferencia entre ambas normas estriba en la contribución del hormigón. A continuación se muestra la formulación.

ACI

Se basa en la profundidad de la fibra neutra de tal manera que implícitamente se tiene en cuenta la menor rigidez de los FRP respecto al acero.

$$V_{cf} = 0.4 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot c = 14.632 \text{ kN}$$

- EHE

Tiene en cuenta directamente la cuantía longitudinal del refuerzo. Para adaptar la fórmula convencional al refuerzo de FRP de menor rigidez, se calcula una cuantía equivalente de acero en base a que desarrollen la misma fuerza y deformación. Entonces por definición deben encabezar a los mismos resultados seguros que el acero [16].

$$F_f = \varepsilon_f \cdot A_f \cdot E_f = \varepsilon_s \cdot A_s \cdot E_s \quad (4.19)$$

Donde

$$\varepsilon_f = \varepsilon_s \quad (4.20)$$

$$A_{s.eq} = A_f \cdot \frac{E_f}{E_s} \quad (4.21)$$

Concretamente Guadagnini *et al.* [18] aseguraba que los resultados obtenidos con esta modificación eran demasiados conservativos. De ahí que propusiera afectarlo por un coeficiente multiplicativo (ϕ_ε) que informara sobre la mayor deformación permitida para los refuerzos longitudinales de FRP (0.45%) respecto del acero (0.2%). De esta manera el área equivalente de acero queda tal como sigue:

$$A_{s.eq} = A_f \cdot \frac{E_f}{E_s} \cdot \phi_\varepsilon \quad (4.22)$$

Donde

$$\phi_\varepsilon = \frac{0.0045}{0.002} \quad (4.23)$$

Que introduciéndolo en la formulación convencional del cortante

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot \sqrt{100 \cdot \frac{A_f}{b \cdot d} \cdot \frac{E_f}{E_s} \cdot \phi_\varepsilon \cdot f_{ck}} \right] \cdot d \cdot b = 30.3 \text{ kN}$$

Se puede observar que la EHE duplica el valor respecto al código ACI, lo cual promueve que sobre-estime la carga a cortante y no sea conservativo según comentaba Guadagnini *et al.* Si se presta atención a la deformación del refuerzo longitudinal, se puede ver que es bastante superior a la que el mencionado autor toma como deformación máxima permitida. De ahí, que afecte a los mecanismo de resistencia a cortante y no sea de aplicación el coeficiente que Guadagnini *et al.* proponía. Si ahora se procede al cálculo sin este coeficiente se tiene lo siguiente.

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot \sqrt{100 \cdot \frac{A_f}{b \cdot d} \cdot \frac{E_f}{E_s} \cdot f_{ck}} \right] \cdot d \cdot b = 23.123 \text{ kN}$$

Por tanto la carga última a cortante es de 101kN que es más cercana a la realidad. El problema de estas conclusiones es que tan sólo se tiene una viga que falla a cortante. En el ámbito de la experimentación, y más sobre elementos de hormigón, es habitual que ocurran fenómenos no esperados y en algunas ocasiones los resultados experimentales no concuerden con la teoría. De ahí que se suele hacer campañas de experimentación amplias para obtener resultados más certeros. Puede haber ocurrido que nuestra viga en concreto haya fallado a cortante prematuramente y estemos sacando conclusiones erróneas. Aún a riesgo de ello, parece lógico las conclusiones que se han obtenido y para hacerlas más extrapolables a continuación se muestra un tabla con los resultados de las dos vigas iguales que se diseñaron a rotura por compresión del hormigón.

Tabla 4.3: Estudio de cortante				
Viga	Carga última a cortante ACI (kN)	Carga última a cortante EHE.(Coef. Guadagnini <i>et al</i>)(kN)	Carga última a cortante EHE.(Sin coef. Guadagnini <i>et al</i>)(kN)	Tipo de rotura real y carga de rotura (kN)
Rot. Hormigón 1	91.103	115.854	101.5	Cortante;98
Rot. Hormigón 2	88.406	109.162	96.356	Flexión;96.5

En esta tabla se puede observar los resultados conservativos del código ACI, prediciendo valores inferiores a los de rotura. En lo que respecta a la norma española cabe pensar dos alternativas. La primera y más lógica, lo certero que es la predicción de la carga a cortante sin coeficiente, pues en la primera se queda algo por encima al real y en la segunda viga, aunque falla por flexión, se supera la predicha. Mientras que la segunda alternativa es que la primera viga pudiera romper prematuramente a cortante, por cualquier circunstancias que se nos escapa de nuestro entendimiento, siendo los valores más ajustados y de ahí que la segunda viga no fallara a cortante porque aún le quedaba un margen para ello. Aun así, a falta más datos experimentales, se cree mejor utilizar la fórmula sin coeficiente recomendado por Guadagnini *et al*.