

Numerical modeling for the rebar bond behaviour in normal and high strength concrete

Varona, F.Borja¹; Navarro, Miguel²; Baeza, F.Javier³; Ivorra, Salvador⁴

ABSTRACT

This paper presents a finite element model for the analysis of the bond behavior between steel rebars and concrete. This behavior is defined by the bond vs. slip curve in European standards (e.g. the CEB-90) for normal strength concrete (NSC). Pull-out tests have been performed on both NSC and high strength concrete (HSC) specimens and the resulting curves are compared to numerical models implemented in a FEM software. In these models the contact behavior has been defined according to the Model Code CEB-2010 and a position controlled loading has been performed in order to trace the load-slip curve for comparison with experiments. The FEM model has been calibrated with basic mechanical parameters from both types of concrete (compressive and tensile stress, elastic moduli). The numerical modelling has proven suitable for the NSC bond behaviour. However, the CEB standard should be improved to account for the HSC bond behaviour.

Keywords: bond strength; concrete structures; high strength concrete; concrete damaged plasticity; finite element analysis.

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

La calidad del comportamiento adherente entre las barras de acero corrugado soldable y el hormigón es de suma importancia en la respuesta de los elementos de hormigón estructural, especialmente bajo solicitaciones dinámicas por sismo. En situaciones de servicio habituales, la transferencia de fuerza por adherencia entre acero y hormigón influye en la anchura y abertura de las fisuras. En situaciones de agotamiento, la adherencia es la responsable de la resistencia del anclaje de los redondos y de los nudos con solapamiento de refuerzos y también tiene influencia en la capacidad de rotación de las rótulas plásticas y en la disipación de energía frente a las acciones sísmicas. El Código Modelo [1] recoge la formulación para la ley local de la tensión de adherencia (*bond stress*) frente al deslizamiento relativo (*slip*) entre la barra y el hormigón. El objetivo de este trabajo es comprobar la validez de la aplicación de esta ley local en hormigones de alta resistencia. Para ello se ha realizado una campaña experimental sobre un hormigón de resistencia convencional (*normal strength concrete*, NSC) y un hormigón de alta resistencia (*high strength concrete*, HSC). Se han realizado ensayos de adherencia mediante el procedimiento de pull-out [2, 3], determinando las curvas de carga frente al deslizamiento. En paralelo, se ha creado un modelo de elementos finitos que trata de simular el ensayo de pull-out y que ha sido calibrado con las propiedades básicas de los hormigones ensayados. En este modelo numérico se ha

¹ Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Alicante (ESPAÑA). borja.varona@ua.es

² Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Alicante (ESPAÑA). miguel.navarro@ua.es

³ Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Alicante (ESPAÑA). fj.baeza@ua.es

⁴ Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Alicante (ESPAÑA). sivorra@ua.es (Corresponding author)

implementado un contacto basado en la ley de adherencia propuesta en [1]. Finalmente, se han contrastado las curvas experimentales y las curvas resultantes de la modelización numérica para comprobar la validez de la ley analítica del Código Modelo y plantear ajustes para su aplicación a HSC.

2. DESCRIPCIÓN DE LA CAMPAÑA EXPERIMENTAL

Los modelos numéricos empleados en el presente trabajo se han calibrado gracias a los resultados de una campaña experimental. En la Tabla 1 se recogen las dosificaciones de los dos hormigones preparados, siendo NSC un hormigón convencional y HSC un hormigón de alta resistencia. Las fibras de polipropileno no se han añadido con función estructural sino para evitar problemas de *spalling* explosivo al someter estos hormigones a altas temperaturas (hasta 825°C) en otra campaña experimental [4].

Tabla 1. Dosificación de los hormigones fabricados

Material	Tipo de hormigón	
	NSC	HSC
Cemento CEM II/B-M (S-L) 42.5 R	288 kg/m ³	-
Cemento CEM I 52.5 R	-	440 kg/m ³
Humo de sílice	-	44 kg/m ³
Agua	168 l/m ³	176 l/m ³
Árido fino 0-4	755 kg/m ³	846 kg/m ³
Árido grueso 5-11	1048 kg/m ³	846 kg/m ³
Plastificante	-	4,88 kg/m ³
Superplastificante	3,11 kg/m ³	9,76 kg/m ³
Fibras de polipropileno	1,45 kg/m ³	2,60 kg/m ³

En la Tabla 2 se recogen los resultados de las propiedades que se han medido en ambos tipos de hormigón. Se indican valores medios y coeficientes de variación. El módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson fueron medidos en ensayos no destructivos mediante ultrasonidos, empleándose las ecuaciones Eq. (1) y Eq. (2):

$$E_d = \rho \cdot V_s^2 \cdot \frac{4 \cdot V_s^2 - 3 \cdot V_p^2}{V_s^2 - V_p^2} \quad (1)$$

$$\nu_d = \frac{V_p^2 - 2 \cdot V_s^2}{2 \cdot V_p^2 - 2 \cdot V_s^2} \quad (2)$$

donde E_d y ν_d son, respectivamente, el módulo de elasticidad longitudinal dinámico y el coeficiente de Poisson dinámico; ρ es la densidad del hormigón; V_p y V_s son, respectivamente, las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales.

La resistencia a compresión (correspondiente a probeta cilíndrica) y la resistencia a tracción se han medido conforme a los ensayos UNE-EN 12390-3 y 12390-6, respectivamente. Los ensayos de adherencia se realizaron mediante el ensayo de pull-out según RILEM/CEB/FIP [2] y teniendo en cuenta

las observaciones de Windisch (1985) [3]. La configuración de este ensayo de pull-out se ilustra en la Fig. 1. Estos ensayos fueron realizados mediante control por posición.

Tabla 2. Propiedades mecánicas medidas

Propiedad	NSC		HSC	
	Media	CV (%)	Media	CV (%)
Resistencia a compresión	26,16 MPa	3,4%	84,55 MPa	4,5%
Resistencia a tracción	2,15 MPa	15,8%	3,88 MPa	10,9%
Módulo de elasticidad	35,1 GPa	2,0%	38,6 GPa	3,2%
Coefficiente de Poisson	0,24	9,1%	0,34	3,3%

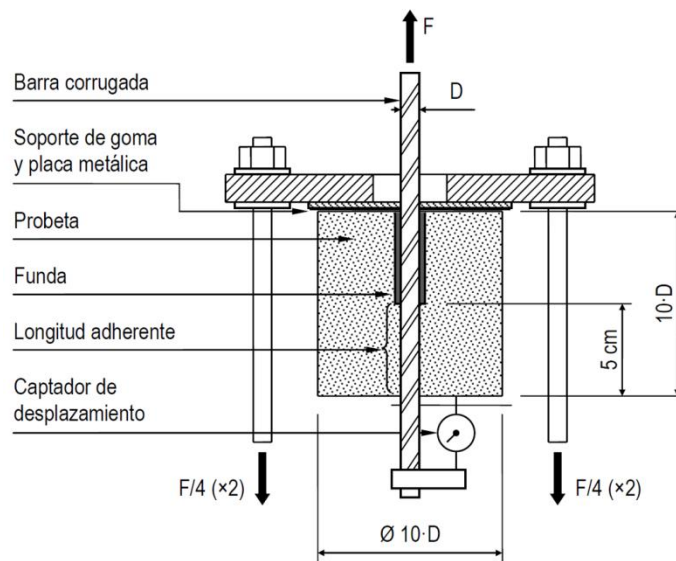


Figura 1. Configuración experimental del ensayo de adherencia mediante pull-out.

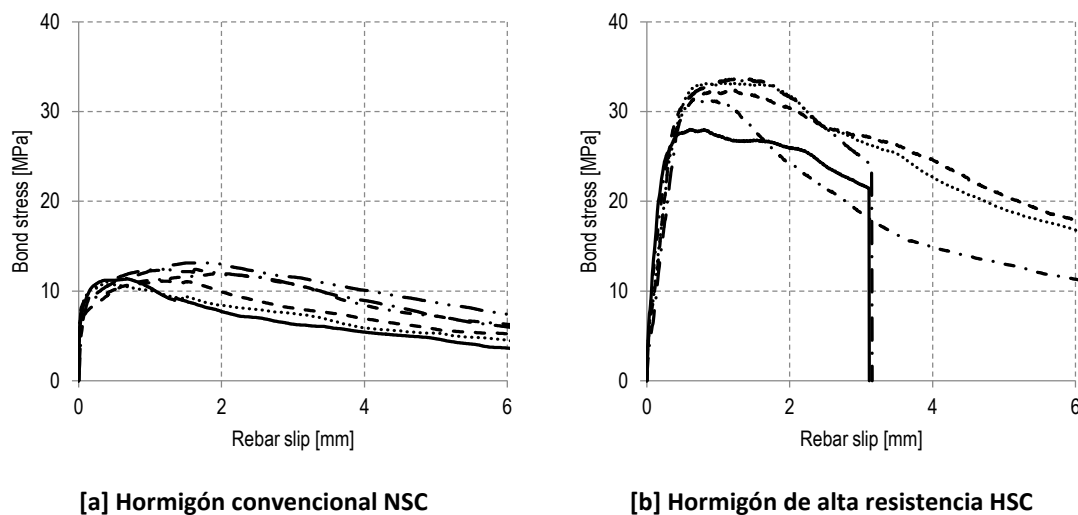


Figura 2. Curvas de tensión de adherencia (bond stress) frente al deslizamiento relativo entre la armadura y la probeta de hormigón (slip) obtenidas en los ensayos experimentales de pull-out.

Como puede verse en la Fig. 2, tras alcanzar la máxima tensión de adherencia entre hormigón y acero, se produce un daño en la interfaz y, a medida que se incrementa la carga, disminuye paulatinamente la

capacidad de transmisión de fuerza entre ambos. En el hormigón HSC se produjo una diferencia apreciable respecto del NSC, puesto que 2 de las 5 probetas ensayadas fallaron por *splitting*, partiéndose la probeta en dos.

3. BASES DE CÁLCULO DE LA ADHERENCIA

3.1. Planteamiento inicial

La adherencia es el principio básico del funcionamiento del hormigón armado como material estructural, siendo el mecanismo de transmisión de tensiones entre el acero y el hormigón en el que están embebidas las armaduras. Para analizar el comportamiento adherente entre las armaduras pasivas y el hormigón que las rodea, se diferencian dos niveles de estudio:

- Comportamiento local: Éste es un análisis a nivel sección, es decir, consiste en analizar la interacción entre el acero y el hormigón adyacente en una determinada sección de la armadura. Este nivel de estudio se caracteriza por curvas en las que se representan la tensión tangencial de adherencia frente al deslizamiento local y que reproducen el comportamiento constitutivo del fenómeno adherente.
- Comportamiento global: Consiste en sumar el comportamiento local a lo largo de una barra anclada o de un grupo de éstas; por lo tanto, es un estudio a nivel estructura. Se caracteriza por la fuerza total en el anclaje en una barra o grupo de ellas, así como por el deslizamiento en el extremo cargado de la misma.

El presente trabajo se centra en el estudio del fenómeno adherente a nivel local, puesto que el objeto de evaluación es el comportamiento constitutivo de adherencia.

3.2. Análisis del comportamiento adherente

Seguidamente se expone el comportamiento constitutivo de adherencia [5]. En la Fig. 3 se muestra una curva típica tensión tangencial de adherencia-deslizamiento local (τ - δ). El comportamiento observado puede explicarse a través de la evolución que se produce en la microfisuración alrededor de la barra:

- Inicialmente, hasta que se alcanza el punto A en la curva (τ - δ) de la Fig. 3, la tensión tangencial de adherencia se produce por adhesión química, alcanzándose niveles tensiones y de deslizamiento reducidos.
- Una vez que se sobrepasa el punto A, los deslizamientos comienzan a ser significativos, la adhesión superficial se pierde y se movilizan fuerzas de apoyo de las corrugas sobre el hormigón (interacción mecánica) y fuerzas de fricción, tanto en las corrugas como en el cuerpo cilíndrico de la barra.
- A medida que aumenta el deslizamiento, las fuerzas de fricción sobre el cuerpo cilíndrico de la armadura se reducen, de manera que el principal mecanismo de transferencia de fuerzas entre el acero y el hormigón pasa a ser el de interacción mecánica entre ambos materiales. Las tensiones tanto de compresión como tangenciales que se generan en las superficies de contacto generan tensiones de tracción en el hormigón que producen fisuras transversales. Esta

fisuración modifica la respuesta del hormigón frente a la carga y reduce su rigidez (punto B de la Fig. 3).

- Si no existe armadura de confinamiento, aparecen fisuras longitudinales que se desarrollan radialmente. Cuando estas fisuras alcanzan la superficie del hormigón la adherencia cae bruscamente hasta anularse (fallo por splitting o desgarramiento en el punto C de la Fig. 3). Si el hormigón está confinado, la carga puede continuar incrementándose. Cuando se alcanza la carga máxima (punto D en la Fig. 3), se generan fisuras de cortante en el hormigón comprendido entre las corrugas. Una vez superado este punto, la curva decrece por el desarrollo de estas fisuras hasta el punto E, en el que el único mecanismo que persiste es la resistencia de fricción. En este caso, el fallo se produce por pull-out o arrancamiento.

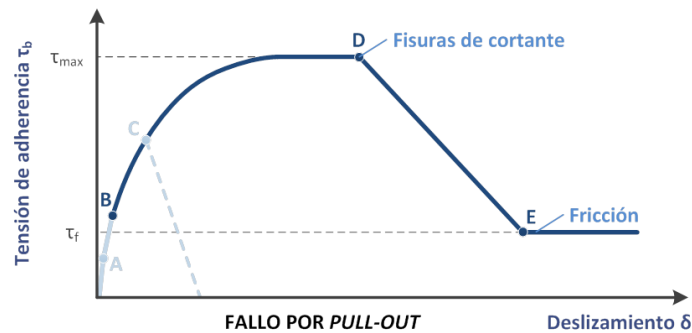


Figura 3. Relación típica de tensión de adherencia-deslizamiento (τ - δ) [5].

3.3. Modelos constitutivos de adherencia

A lo largo de las últimas décadas se han formulado distintos modelos constitutivos para reproducir el comportamiento adherente acero-hormigón, entre los que se incluyen los modelos formulados por Eligehausen, Popov y Bertero (1983), y por Harajli (1995). El modelo constitutivo de adherencia adoptado en la presente investigación es el modelo planteado por el Código Modelo CEB-FIP 2010 [1]. Este modelo representa una relación simplificada tensión de adherencia local-deslizamiento basada en resultados experimentales, mediante una curva de valores medios estadísticos de los resultados obtenidos (Fig. 4). Se distingue entre rotura por *pull-out* y rotura por *splitting*, diferenciándose en este último caso entre hormigón con estribos y hormigón no confinado.

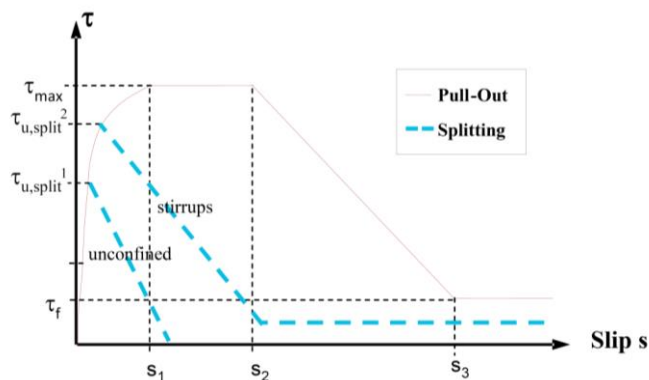


Figura 4. Relación tensión de adherencia-deslizamiento del Código Modelo CEB-FIP 2010 [1].

El modelo propuesto por el Código Modelo CEB-FIP 2010 está basado en una ley no lineal que relaciona la tensión de adherencia local τ con el deslizamiento relativo entre la barra de acero y el hormigón. Para

el modo de fallo por arrancamiento o pull-out, que es el estudiado en el presente trabajo, la curva está formada por cuatro tramos, definidos por las Eq. (3)-(6):

- Primer tramo: representa el estado en el que las corrugas están adheridas al hormigón y comienza a aparecer la microfisuración.

$$\tau = \tau_{max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad \text{para } 0 \leq s \leq s_1 \quad (3)$$

- Segundo tramo: es un tramo horizontal con un valor de la tensión correspondiente a la tensión máxima de adherencia.

$$\tau = \tau_{max} \quad \text{para } s_1 < s \leq s_2 \quad (4)$$

- Tercer tramo: se trata de un tramo descendente que representa la disminución de adherencia debido a la aparición de fisuras en el hormigón.

$$\tau = \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \frac{s - s_2}{s_3 - s_2} \quad \text{para } s_2 < s \leq s_3 \quad (5)$$

- Cuarto tramo: indica la tensión de adherencia residual.

$$\tau = \tau_f \quad \text{para } s > s_3 \quad (6)$$

En la Tabla 3 se detallan los parámetros que tiene en cuenta este modelo (s_1 , s_2 , s_3 , α , τ_{max} y τ_f) según las condiciones de adherencia (buenas u otras).

Tabla 3. Parámetros que definen la relación entre tensión de adherencia local y deslizamiento según el Código Modelo CEB-FIP 2010 [1]

PARÁMETRO	BUENAS CONDICIONES DE ADHERENCIA	OTRAS CONDICIONES DE ADHERENCIA
τ_{max}	$2,5 \sqrt{f_{ck}}$	$1,25 \sqrt{f_{ck}}$
s_1	1,0 mm	1,8 mm
s_2	2,0 mm	3,6 mm
s_3	Distancia entre corrugas	Distancia entre corrugas
α	0,4	0,4
τ_f	$0,40 \tau_{max}$	$0,40 \tau_{max}$

4. IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

El modelo numérico se ha desarrollado mediante el software ABAQUS [6], basado en el Método de los Elementos Finitos. Este programa puede simular adecuadamente tanto la no linealidad del hormigón como la relación de contacto entre el acero corrugado y el propio hormigón.

4.1. Modelos utilizados para los materiales

4.1.1. Modelo para el hormigón

El modelo escogido de ABAQUS para el hormigón se denomina *Concrete Damaged Plasticity*. En este modelo se asume que el hormigón presenta dos posibles modos de fallo que son la fisuración y el aplastamiento.

Comportamiento uniaxial

En la Fig. 5 se puede ver que en compresión el material se comporta como elástico lineal hasta que alcanza la tensión σ_{c0} . A partir de ese punto comienza un comportamiento plástico con endurecimiento isótropo hasta que la tensión alcanza el valor σ_{cu} (tensión última del material). A continuación el material sufre un reblandecimiento. El punto más destacable es la aparición de una variable de daño d_c cuyo valor mínimo es 0 (material intacto) y cuyo valor máximo es 1 (material totalmente dañado). Este valor marca la pendiente de la rama de descarga, así si E_0 es el módulo de rigidez del material elástico lineal, el módulo de la rama de descarga pasa a ser $(1-d_c)E_0$.

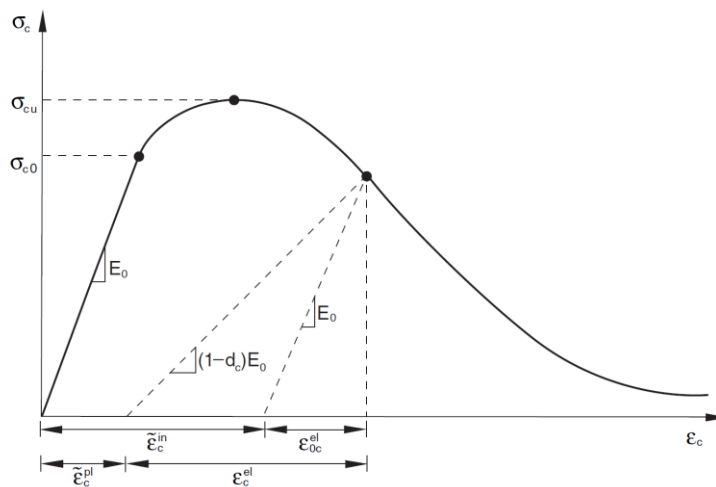


Figura 5. Comportamiento uniaxial a compresión. *Concrete damaged plasticity* [6].

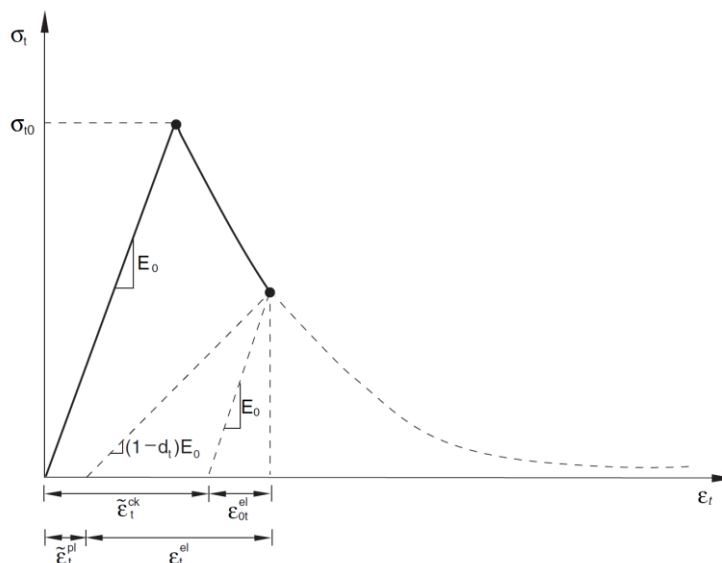


Figura 6. Comportamiento uniaxial a tracción. *Concrete damaged plasticity* [6].

El comportamiento a tracción se caracteriza por una rama inicial elástica lineal que se prolonga hasta alcanzar el valor de la tensión de fisuración σ_{t0} . A partir de este punto la tensión de tracción que

transmite el material no desaparece sino que va decreciendo a medida que la deformación aumenta. Este comportamiento simula la interacción entre las armaduras y el hormigón, y además aporta estabilidad numérica mejorando la convergencia. Al igual que en el caso de compresión hay un parámetro de daño d_t que varía entre 0 y 1 y que reduce la rigidez de la rama de descarga (Fig. 6).

Comportamiento multiaxial

El modelo de daño plástico es una modificación del criterio de Drucker-Prager (1952), basándose en el criterio de Lubliner (1989) e incorpora las modificaciones propuestas por Lee y Fenves (1998) para considerar la evolución de las resistencias a compresión y a tracción. Con tensiones principales no nulas en más de una dirección, la relación tensión-deformación del material se define en la Eq. (7).

$$\sigma = \frac{(1 - D)D_0^{el}}{(\varepsilon - \varepsilon^{pl})} \quad (7)$$

donde D_0^{el} es la matriz elástica inicial (sin daño).

La plasticidad es no asociada y, por lo tanto, la matriz de rigidez de la estructura resulta no simétrica. La forma de la superficie de plastificación es similar a la del modelo de fisuración distribuida. La Fig. 7 representa una sección de esta superficie para el caso de tensión plana.

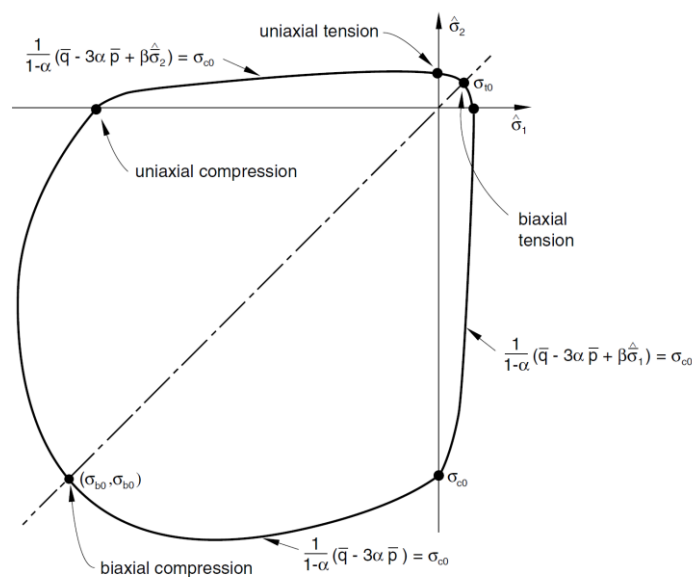


Figura 7. Superficie de plastificación y fisuración para tensión plana. Concrete damaged plasticity [6].

Otros parámetros del modelo

Además de las curvas de comportamiento en tracción y compresión y de las curvas de daño del material, hay que introducir una serie de parámetros necesarios para definir la forma de la superficie de plastificación:

- Ángulo de dilatancia: indica la cantidad de deformación plástica volumétrica desarrollada durante un esfuerzo de corte plástico, asumiéndose constante durante la plastificación. Físicamente se interpreta como el ángulo de fricción interna del hormigón.
- Excentricidad: define el ratio donde el potencial de flujo hiperbólico se aproxima a su asíntota.
- Viscosidad (sólo necesario para dar estabilidad al modelo).
- Un parámetro de forma de la superficie de plastificación que se denomina K_c : físicamente representa la relación entre las distancias entre los ejes hidrostáticos y respectivamente el meridiano de compresión y el meridiano de tracción en el plano desviatorio (Fig. 8).
- Relación entre la tensión a compresión máxima uniaxial y biaxial: describe el punto en el cual el hormigón experimenta el fallo bajo compresión biaxial.

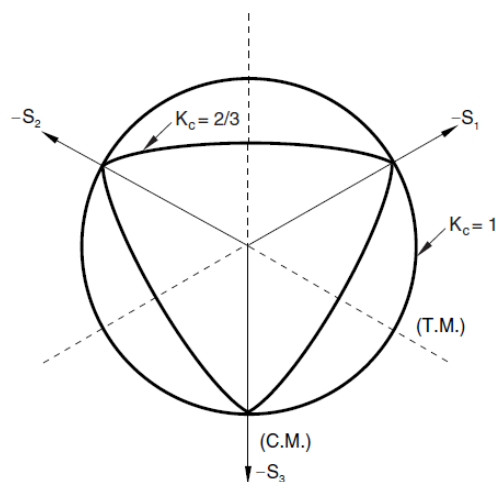


Figura 8. Superficies de plastificación en el plano desviatorio, correspondientes a diferentes valores de K_c . Concrete damaged plasticity [6].

4.1.2. Modelo para el acero

Para el acero se ha optado por un modelo elástico lineal con endurecimiento isótropo. Por lo tanto, tras una primera rama lineal hasta que se alcanza el límite elástico, la superficie de plastificación varía su tamaño uniformemente en todas las direcciones según la tensión plástica aumenta o decrece en todas las direcciones de tensión a la vez que se produce deformación plástica. Se aplica el criterio de plastificación de Von Mises.

4.1.3. Modelo para el contacto acero-hormigón

Para el contacto entre acero y hormigón se ha elegido el modelo *Cohesive behavior* de ABAQUS. Las superficies cohesivas son adecuadas para la modelización de situaciones en las que el espesor de la interfaz de contacto es despreciable o nulo, como es el caso de la adherencia entre acero y hormigón.

El modelo *Cohesive behavior* asume las siguientes particularidades (Fig. 9):

- La ley tensión-desplazamiento previa al daño es elástica y lineal.
- El fallo del comportamiento en la interfaz se caracteriza por una degradación progresiva de la rigidez cohesiva, a través de un proceso de daño.

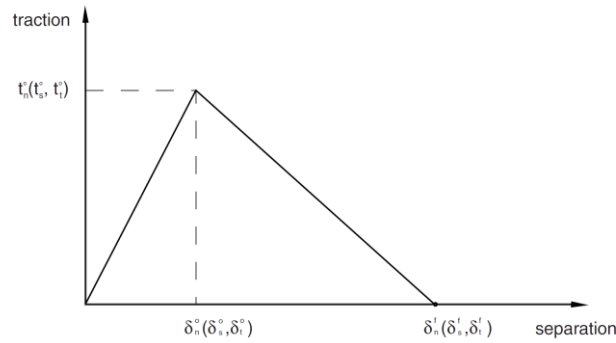


Figura 9. Comportamiento tensión-deslizamiento. Cohesive behavior [6].

Comportamiento elástico y lineal previo al daño

El comportamiento elástico previo al daño se define en términos de una matriz elástica constitutiva que relaciona las tensiones normales y tangenciales con los desplazamientos normales y tangenciales a lo largo de la superficie (Eq. (8)). El vector de tensión \mathbf{t} consta de tres componentes (dos componentes en problemas bidimensionales): t_n , t_s y, en problemas tridimensionales, t_t , las cuales representan la tensión normal y las dos tensiones tangenciales, respectivamente. Los correspondientes desplazamientos se denotan mediante δ_n , δ_s y δ_t .

$$\mathbf{t} = \begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{nn} & K_{ns} & K_{nt} \\ K_{ns} & K_{ss} & K_{st} \\ K_{nt} & K_{st} & K_{tt} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \\ \delta_t \end{Bmatrix} = \mathbf{K} \cdot \delta \quad (8)$$

El comportamiento elástico y lineal previo al daño es acoplado: los movimientos según la dirección normal no generan fuerzas cohesivas tangenciales, y los movimientos según las direcciones tangenciales no generan fuerzas cohesivas normales. Únicamente deben definirse K_{nn} , K_{ss} y K_{tt} . Puede definirse comportamiento cohesivo en una única dirección, ya sea normal o tangencial. Para ello, hay que definir comportamiento no acoplado y especificar como nulas los valores de K correspondientes a las otras dos direcciones. En este caso, para estas direcciones se activa por defecto el comportamiento compresivo normal.

Modelización del daño

La modelización del daño permite simular la degradación y el eventual fallo de la adherencia entre dos superficies cohesivas. El mecanismo de fallo consta de dos fases: *iniciación* del daño y *evolución* del daño.

La iniciación del daño consiste en el inicio de la degradación de la respuesta cohesiva en los puntos de contacto. El proceso de degradación se inicia cuando las tensiones de contacto o los desplazamientos de contacto satisfacen el criterio de iniciación del daño escogido (criterio de máxima separación en este caso) reflejado en la Eq. (9):

$$\max \left\{ \frac{\delta_n}{\delta_n^0}, \frac{\delta_s}{\delta_s^0}, \frac{\delta_t}{\delta_t^0} \right\} = 1 \quad (9)$$

donde δ_n^0 , δ_s^0 y δ_t^0 son los valores pico de las tensiones de contacto cuando la separación es puramente normal a la interfaz o puramente en la primera o segunda dirección tangencial, respectivamente.

La ley de evolución del daño describe el ratio al cual la rigidez cohesiva se degrada una vez alcanzado el correspondiente criterio de iniciación del daño. Una variable de daño escalar, D , representa el daño total en el punto de contacto. Esta variable inicialmente tiene un valor inicial nulo y posteriormente evoluciona monótonicamente de 0 a 1 con el aumento de carga. Las componentes tensionales de contacto están afectadas por el daño de acuerdo con las Eq. (10), (11) y (12):

$$t_n = \begin{cases} (1 - D)\bar{t}_n, & \bar{t}_n \geq 0 \\ \bar{t}_n & \text{en otro caso} \end{cases} \quad (10)$$

$$t_s = (1 - D)\bar{t}_s \quad (11)$$

$$t_t = (1 - D)\bar{t}_t \quad (12)$$

Donde \bar{t}_n , \bar{t}_s y \bar{t}_t son las componentes de las tensiones de contacto predichas por el comportamiento elástico y lineal sin daño para los desplazamientos considerados. La ley de evolución del daño se define en términos de desplazamiento: se especifica la diferencia entre la separación efectiva a fallo total y la separación efectiva en la iniciación del daño. Como forma de reblandecimiento, se define una ley tabular: se toman pares de puntos D -desplazamiento plástico.

4.2. Comportamientos constitutivos de los materiales

4.2.1. Comportamiento constitutivo del hormigón

Comportamiento del hormigón a compresión

Para el comportamiento uniaxial del hormigón en compresión se ha optado por la utilización del Diagrama de Sargin, modelo constitutivo recogido por la EHE-08 [7] en el artículo 21 (Fig. 10).

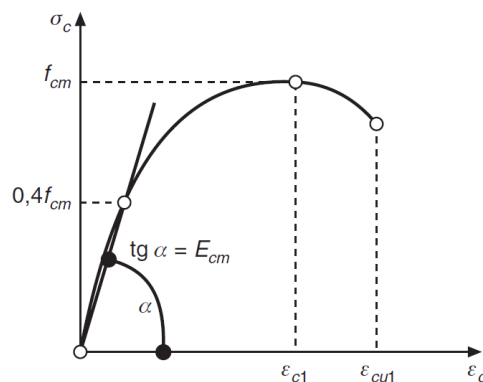


Figura 10. Comportamiento del hormigón a compresión. Diagrama de Sargin [7].

El diagrama tensión-deformación viene definido por la siguiente ecuación expresada en términos de los valores medios de las propiedades del hormigón, según las Eq. (13), (14) y (15):

$$\sigma_c = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \cdot f_{cm} \quad \text{para } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu1} \quad (13)$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad \text{para } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu1} \quad (14)$$

$$k = 1 + 2 \cdot \exp\left(-\frac{f_{cm}}{40}\right) \quad (15)$$

donde:

- σ_c : tensión a compresión del hormigón para un valor dado de ε_c .
- ε_c : deformación unitaria del hormigón en compresión.
- f_{cm} : resistencia media del hormigón $\approx f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2$.
- E_{cm} : módulo de deformación longitudinal secante del hormigón.
- ε_{c1} : deformación del hormigón para la tensión máxima, Eq. (16):

$$\varepsilon_{c1} = \left[4 + 3k + \sqrt{(4 + 3k)^2 - 40}\right] \cdot \frac{f_{cm}}{10 \cdot E_{cm}} \quad (16)$$

- ε_{cu1} : deformación máxima del hormigón, Eq. (17):

$$\varepsilon_{cu1} = \left(k - \frac{k - 1}{k^3}\right) \cdot \varepsilon_{c1} \quad (17)$$

Comportamiento del hormigón a tracción

Para el comportamiento uniaxial del hormigón en tracción se ha escogido el modelo constitutivo basado en la energía de fractura propugnado por Hillerborg [8] (Fig. 11), adecuado para la modelización de hormigón en masa u hormigón armado con baja densidad de refuerzo.

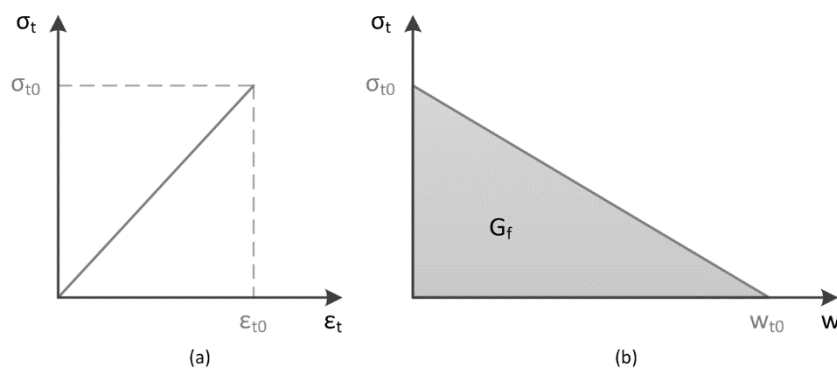


Figura 11. Comportamiento del hormigón a tracción. Modelo de Hillerborg: (a) previo a la fisuración; y (b) reblandecimiento tras la formación de fisuras. [8].

Este modelo asume una relación lineal tensión-deformación previa a la fisuración y una pérdida lineal de la resistencia a tracción después de la fisuración, a través de los siguientes parámetros:

- G_f : energía de fractura requerida para propagar una fisura de tracción por unidad de área.
- σ_{t0} : resistencia a tracción del hormigón.
- ε_{t0} : deformación correspondiente a una tensión σ_{t0} .
- w_{t0} : apertura de fisura correspondiente a una tensión σ_{t0} y a una energía de fractura G_f y definida mediante la Eq. (18):

$$w_{t0} = \frac{2G_f}{\sigma_{t0}} \quad (18)$$

4.2.2. Comportamiento constitutivo del acero

Para el acero se ha elegido como comportamiento constitutivo, en consonancia con el modelo de ABAQUS considerado para su modelización, el diagrama definido en el artículo 3.2.7 del documento de reglas generales y para edificios en el diseño de estructuras de hormigón del Eurocódigo 2 [9]. Se trata de un diagrama bilineal simétrico respecto del origen, constituido por dos ramas, una elástica y una plástica.

4.2.3. Comportamiento constitutivo del contacto acero-hormigón

Para la modelización del comportamiento adherente entre el acero y el hormigón que lo rodea, se ha considerado el modelo constitutivo propuesto por el Código Modelo CEB-FIP 2010 [1] (Fig. 4) para buenas condiciones de adherencia y fallo por pull-out (Tabla 3).

4.3. Parámetros mecánicos de los materiales

4.3.1. Parámetros mecánicos del hormigón

En la Tabla 4 se exponen los parámetros mecánicos del hormigón utilizados en los cálculos:

Tabla 4. Parámetros mecánicos del hormigón

Parámetro	NSC	HSC
f_c (resistencia a compresión)	25,86 MPa	78,09 MPa
f_{ct} (resistencia a tracción)	2,15 MPa	3,88 MPa
E (módulo de elasticidad)	35,1 GPa	38,6 GPa
ν (coeficiente de Poisson)	0,24	0,34
ψ (ángulo de dilatancia)	31°	31°
ϵ (excentricidad)	0,1	0,1
μ (viscosidad)	0,001	0,001
K_c (parámetro de forma)	2/3	2/3
σ_c (compresión máxima uniaxial/biaxial)	1,16	1,16
G_f (energía de fractura)	$73f_c^{0.18}$ N/m	$73f_c^{0.18}$ N/m

4.3.2. Parámetros mecánicos del acero

En la Tabla 5 se exponen los parámetros mecánicos del acero utilizados en los cálculos:

Tabla 5. Parámetros mecánicos del acero

Parámetro	Valor
f_y (límite elástico)	500 MPa
f_u (resistencia a la rotura)	550 MPa
E (módulo de elasticidad)	200 GPa
ν (coeficiente de Poisson)	0,3
ϵ_{max} (deformación máxima)	0,01

4.4. Modelización numérica

El modelo propuesto para analizar la adherencia consiste en la reproducción del ensayo de pull-out. Por lo tanto, se aplica una fuerza de tracción en una barra de acero embebida en una probeta de hormigón para evaluar la adherencia entre ambos materiales. Las dimensiones de las probetas a modelizar, de acuerdo con las utilizadas en la campaña experimental, se indican en la Fig. 12. Las condiciones de contorno que completan la definición del sistema físico en estudio son las siguientes:

- Apoyos fijos según los ejes X e Y para representar el eje de axisimetría (eje paralelo al eje Y).
- Apoyos fijos según los ejes X e Y en la parte superior de la probeta de hormigón para simular el efecto de la placa de apoyo de la máquina de ensayo.

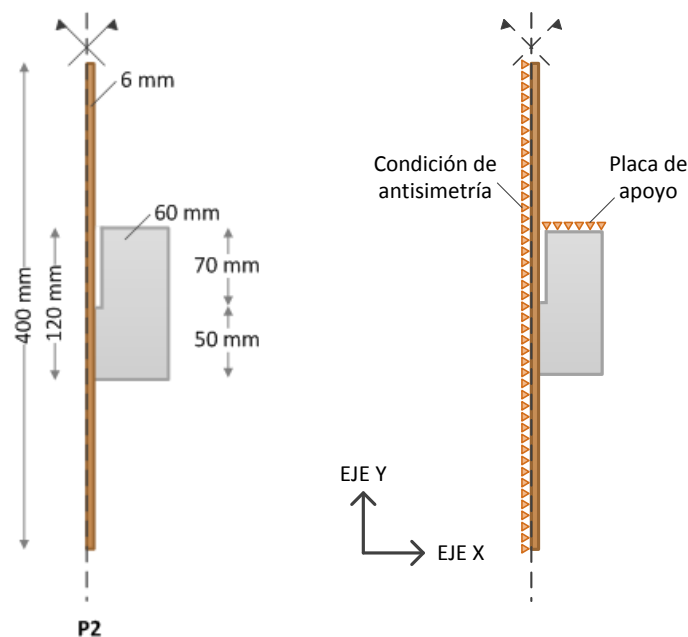


Figura 12. Dimensiones y condiciones de contorno de las probetas del modelo.

Para reproducir el ensayo de pull-out se ha optado por la variante de control por desplazamiento, en detrimento de la de control por carga. Esto es debido a que una vez que se alcanza la tensión máxima de adherencia y se inicia la caída de resistencia, un análisis mediante control por carga conlleva una variación de los desplazamientos súbita y de mayor módulo que en el caso de control por desplazamiento. Esto generaría importantes problemas de convergencia para el análisis en un software que utilice el método de los elementos finitos. Por lo tanto, la única carga a aplicar en el modelo es un

desplazamiento positivo según el eje Y en el extremo superior de la barra de acero, con una variación lineal a lo largo del tiempo (Fig. 13).

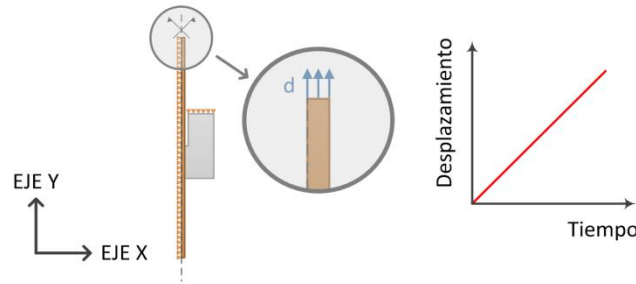


Figura 13. Proceso de carga del modelo de elementos finitos.

Los tipos de elementos finitos utilizados han sido los siguientes:

- Elementos finitos para el hormigón y el acero: CAXR8 (cuadrilátero de 8 nodos bicuadrático axisimétrico con integración reducida), con una densidad de malla de 2x2 mm.
- Elementos finitos para la adherencia hormigón-acero: superficies cohesivas.

El procedimiento de cálculo empleado es el de *Dynamic Implicit* con respuesta cuasi-estática, y sus características son las siguientes:

Tabla 6. Características del procedimiento de cálculo

Parámetro	Valor
Time period	1 seg.
Nlgeom	On
Application	Quasi-static
Include adiabatic heating effects	Off
Type	Automatic
Maximum number of increments	10000
Initial increment size	0,001 seg.
Minimum increment size	1,000E-15 seg.
Maximum increment size	0,001 seg.
Half-increment Residual	Off
Matrix storage	Use solver default (Unsymmetric/Symmetric)
Solution technique	Full Newton
Convert severe discontinuity iterations	Off
Default load variation with time	Ramp linearly over step
Extrapolation of previous state at start of each increment	Linear
Initial acceleration calculation at beginning of step	Bypass

5. RESULTADOS Y VALIDACIÓN

Se exponen seguidamente los resultados del modelo numérico comparados con los datos obtenidos en la campaña experimental. Estos datos experimentales se representan a través de la media de las

distintas probetas ensayadas y los del intervalo de confianza bi-lateral del 95%. Puesto que se trata de muestras de tamaño pequeño, se ha empleado el estadístico de Student para su definición.

5.1. Curvas tensión de adherencia-deslizamiento

La Fig. 14 y la Fig. 15 representan la tensión adherente (*bond stress*) frente al deslizamiento relativo (*slip*) de la barra de acero. La curva "Test (mean)" es la media de los ensayos experimentales y el intervalo de confianza está definido por las curvas "C.I.inf." y "C.I.sup.". El resultado del modelo de elementos finitos creado en ABAQUS está representado en la curva "FEM Model". La Fig. 14 corresponde al hormigón convencional NSC y la Fig. 15 corresponde al de alta resistencia HSC.

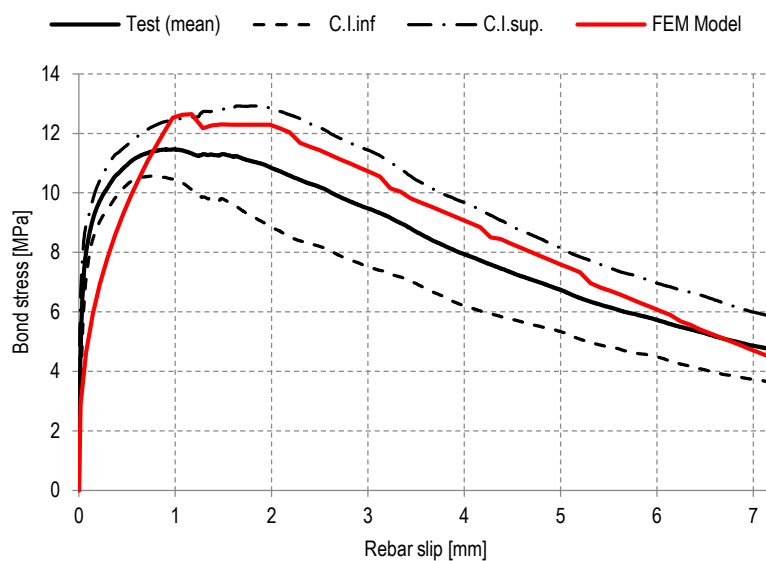


Figura 14. Curvas tensión de adherencia-deslizamiento para hormigón convencional (NSC).

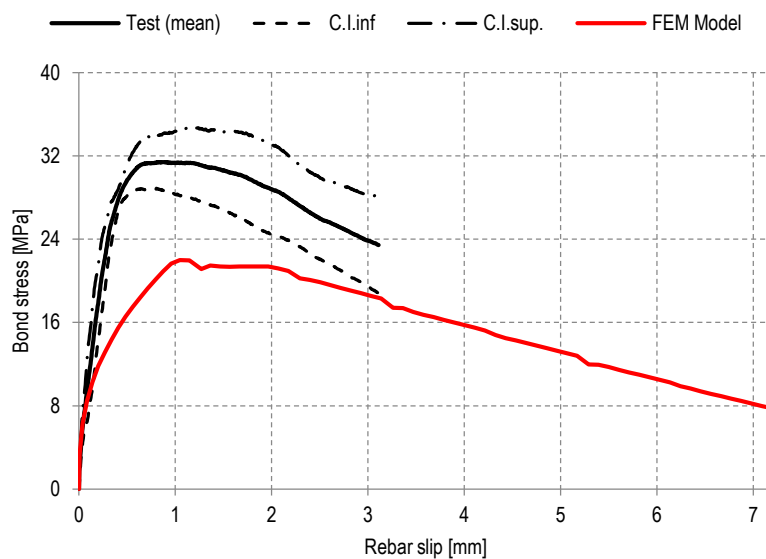
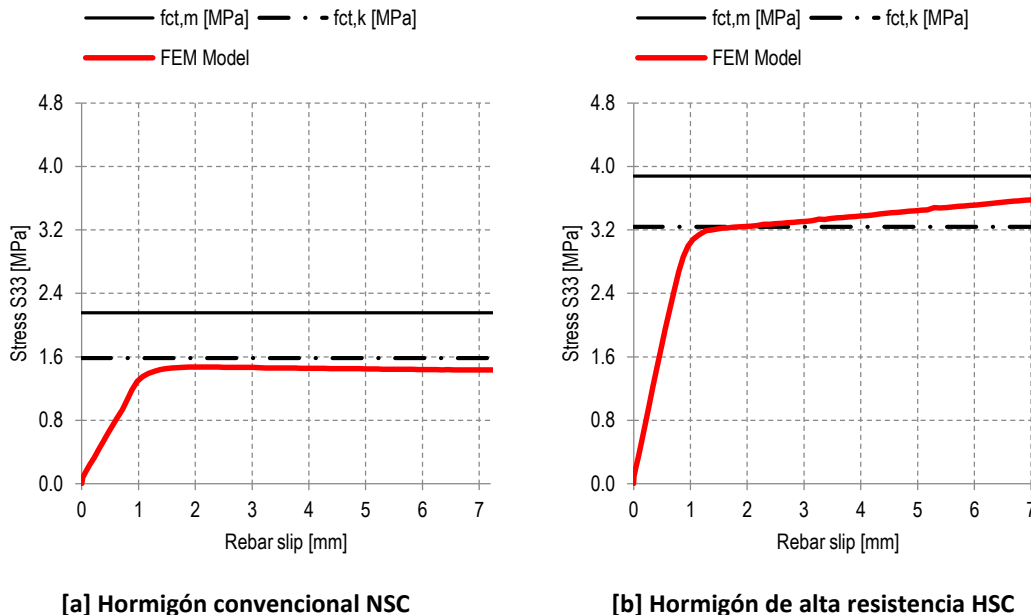


Figura 15. Curvas tensión de adherencia-deslizamiento para hormigón de alta resistencia (HSC).

En la Fig. 15, correspondiente a HSC, la curva experimental se interrumpe en un valor de deslizamiento relativo ligeramente superior a 3 mm porque varias probetas fallaron por *splitting*. (como se recogió en la Fig. 2-[b]). Como puede observarse, el modelo de elementos finitos basado en la ley de adherencia local de [1] permite anticipar adecuadamente el comportamiento real obtenido en los ensayos experimentales. Sin embargo, esa misma ley local implementada en el modelo no reproduce correctamente el resultado real experimental. Esto induce a pensar que la ley propuesta por el Código Modelo [1] no es apta para hormigones de alta resistencia.

5.2. Curvas tensión radial-deslizamiento

En la Fig. 16 se representa la evolución de la tensión normal perpendicular al plano de axisimetría (tensión radial, stress S33) a medida que aumenta el deslizamiento relativo (*slip*). La Fig. 16-[a] corresponde al hormigón NSC y la Fig. 16-[b] corresponde al hormigón HSC. En estas curvas se ha representado el valor de la resistencia a tracción deducida de la campaña experimental: se ha representado el valor medio (recta “fct,m [MPa]”) y el valor característico inferior correspondiente al percentil del 5% (recta “fct,k [MPa]”), calculado este último mediante el estadístico de Student.



[a] Hormigón convencional NSC **[b] Hormigón de alta resistencia HSC**
Figura 16. Curva tensión radial-deslizamiento obtenida en el modelo de elementos finitos (FEM Model) y comparación con los valores experimentales de resistencia a tracción.

Como puede apreciarse en la Fig. 16-[b] la tensión radial crece por encima del valor característico inferior para valores de deslizamiento de entre 2 y 4 mm. Esto está en consonancia con los resultados experimentales, donde 2 de las 5 probetas de pull-out ensayadas fallaron por *splitting* con fisuración en el plano de axisimetría.

6. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha presentado una implementación de la ley local de adherencia entre acero y hormigón propuesta por el CEB en un modelo numérico que ha sido calibrado con resultados experimentales. El modelo numérico creado para hormigones de resistencia convencional es

suficientemente representativo al compararlo con las curvas obtenidas experimentalmente en probetas reales.

Sin embargo, a la hora de implementar el modelo en un hormigón de alta resistencia, la ley local de adherencia recogida en la normativa no es capaz de predecir el comportamiento experimental observado. Por lo tanto, será necesario proponer factores correctores que solucionen este problema.

Por último, los fallos por *splitting* en las probetas de alta resistencia han podido ser explicados por el modelo numérico, al representar la evolución de las tensiones normales al plano de axisimetría. Mientras que en el modelo numérico para hormigones convencionales no llegaron a desarrollarse tensiones normales suficientemente elevadas como para degenerar en este tipo de fallo, lo que concuerda con la campaña experimental realizada.

AGRADECIMIENTOS

El presente estudio ha podido ser llevado a cabo gracias a la colaboración de la Universidad Politécnica de Valencia, Sika España y Grupo FerroAtlántica.

REFERENCIAS

- [1] FIB Special Activity Group 5 (2010). Model Code 2010 – First Complete Draft. Fédération Internationale du Béton (FIB), 2010.
- [2] RILEM/CEB/FIP (1973). Bond Test for Reinforcing Steel: 1-Beam test (7-II-28 D). 2-Pullout test (7-II-128): Tentative Recommendations. *Materials and Structures*, 6-32, 96-105.
- [3] Windisch A. (1985). A Modified Pull-out Test and New Evaluation Methods for a More Real Local Bond-Slip Relationship. *Materials and Structures*, 18-3, 181-184.
- [4] Varona, F.B., Baeza, F.J., Ivorra, S., Bru, D. (2015). Experimental analysis of the loss of bond between rebars and concrete exposed to high temperatures. *DYNA*, 90, pp. 78-86.
- [5] Girard, C., Bastien, J.Y. (2002). Finite Element Bond-Slip Model for Concrete Columns under Cyclic Loads. *Journal of Structural Engineering*, V. 128, nº 12, pp. 1502-1510.
- [6] SIMULIA (2010). ABAQUS Version 6.10 Documentation. Dassault Systemes.
- [7] Comisión Permanente del Hormigón (2011). EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural.
- [8] A. Hillerborg, M. Modéer, P.E. Petersson (1976). Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement Concrete Res*, 6, pp. 773-782.
- [9] CEN (European Committee for Standardization) (2004). Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.