

Estudio teórico de capacidad de deformación de soportes esbeltos de hormigón armado con fibras de acero sometidos a esfuerzos combinados de axil y carga lateral cíclica.

**Karen E.
Caballero
Morrison¹**

**José Luis Bonet
Senach²**

**Antonio Agüero
Ramón-Llin³**

**M. Carmen
Castro Bugallo⁴**

RESUMEN

El estudio de la ductilidad es muy importante en elementos estructurales sometidos a esfuerzos combinados, ya que nos determina la capacidad de resistencia y a la deformación. Actualmente son escasos los ensayos experimentales para el estudio de soportes esbeltos sometidos a carga axial y carga lateral cíclica, donde también hay carencia de estudios con respecto a hormigones de alta resistencia y adición de fibras metálicas (Caballero-Morrison et al (2011)[5]).

Se ha desarrollado un modelo numérico utilizando el software Opensees (<http://opensees.berkeley.edu>). Opensees es una herramienta de simulación disponibles en la Red para la simulación de Ingeniería Sísmica (Nees). En el análisis numérico se consideran las leyes constitutivas de hormigón reforzado con fibras confinados y no confinados bajo cargas cíclicas, y las leyes constitutivas para las barras de acero bajo cargas cíclicas y sometido a pandeo.

Se ha realizado un estudio teórico de comportamiento inelástico de soportes esbeltos de hormigón definiéndose un modelo numérico en Opensees; dicho modelo ha sido calibrado con 25 ensayos experimentales propios. Los parámetros de estudio utilizados son: el nivel de axil, esbeltez a cortante, resistencia del hormigón, la cuantía de la armadura transversal, el tamaño de la sección y la adición de fibras metálicas en la masa del hormigón.

Palabras clave: Análisis Numérico, Efecto de segundo orden, Hormigón confinado, Hormigón no confinado, Ductilidad en desplazamiento.

1. INTRODUCCIÓN

El estudio teórico de un elemento sometido a esfuerzos combinados de axil y carga lateral cíclica es muy importante ya que nos ayuda a interpretar comportamientos y datos que no existen en la literatura técnica, esto quiere decir que podemos extrapolar información necesaria a la hora de proponer valores que serán de interés para el diseño sísmico estructural.

Tal estudio contempla el efecto de segundo orden y el pandeo de la armadura longitudinal, dando como resultado un comportamiento de carga-desplazamiento. Este tipo de análisis requiere considerar tanto las características de los materiales (no linealidad del material) como el equilibrio en la posición deformada del soporte (no linealidad geométrica).

¹ Universitat Politècnica de València, Departamento de Ingeniería de la Construcción. karen.caballero@utp.ac.pa

² Universitat Politècnica de València, Departamento de Ingeniería de la Construcción. jlbonet@cst.upv.es

³ Universitat Politècnica de València, Departamento de Ingeniería de la Construcción. anagra@mes.upv.es

⁴ Universitat Politècnica de València, Departamento de Ingeniería de la Construcción. macasbu@cst.upv.es

En la literatura técnica existen numerosas publicaciones referentes al estudio de la capacidad resistente y de deformación de soportes sometidos a cargas cíclicas (Berry et al (2004)[3], fib Bulletin 25 (2003)[9][9]). Los ensayos experimentales disponibles se centran en soportes de hormigón armado (sin fibras) con esbeltez a cortante (λ_v) inferior a 6.5 (Panagiotakos y Fardis (2001)[18]). En la literatura técnica reciente son escasos los ensayos de laboratorio de soportes fabricados con hormigón con fibras de acero sometidos a esfuerzos combinados de axil y carga lateral (Caballero-Morrison et al (2011)[5]).

2. VALIDACIÓN EXPERIMENTAL

Se han fabricado y ensayado 25 soportes de sección rectangular de 260 x 150 mm y 140 x 150 mm (Figura 1). Todas las probetas tienen 3.3 metros de longitud entre apoyos y fueron sometidas a esfuerzos combinados de carga axial constante y carga lateral cíclica (Figura 2). Dichas probetas representan dos semi-soportes de dos plantas adyacentes conectados a través de un elemento central que representa el efecto rigidizador de un forjado intermedio o la unión de un soporte con la cimentación representada por el elemento central de la probeta. Cada semi-soporte tiene una longitud (L_s) de 1.5 metros entre el apoyo y el elemento central, de los cuales 1.32 metros son de hormigón armado y 0.18 m se corresponden con el sistema de apoyo de la rótula dispuesto en cada extremo de la probeta. El elemento central tiene un espesor de 0.30 m.

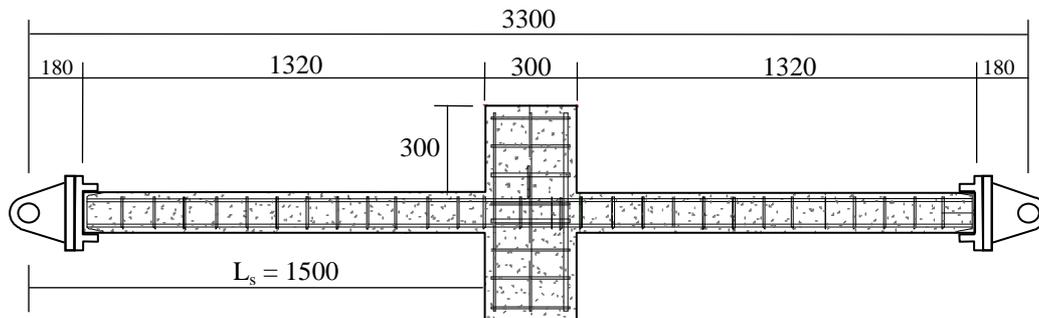


Figura 1.- Geometría de la probeta (unidades: mm)

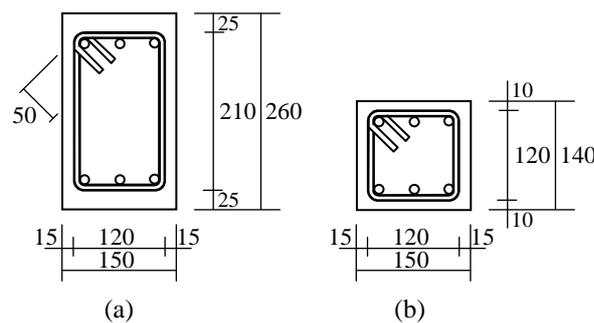


Figura 2.- Sección transversal tipo (unidades: mm)

Los detalles de los soportes ensayados en el laboratorio puede encontrarse en Karen E. Caballero Morrison [19].

3. MODELO NUMÉRICO

Se ha desarrollado un modelo numérico utilizando el software Opensees (Open System for Earthquake Engineering Simulation).

El modelo numérico consta de un elemento basado en el desplazamiento con la plasticidad distribuida y distribución de curvatura lineal, considerando un modelo de fibras. Las propiedades de los materiales para el modelo se basan en la información derivada de los datos obtenidos en las pruebas de control experimental. Hemos dividido la sección transversal en un núcleo confinado, una capa de hormigón no confinado que rodea al núcleo confinado, y el grupo de barras de acero.

En este trabajo se ha utilizado Concrete02 para el hormigón tanto confinado como no confinado y Steel02 para el acero propuestos por Scott et al. (1982) [16] y Menegotto and Pinto (1973) [13].

3.1. Ecuaciones Constitutivas

El modelo Concrete02 es un material uniaxial, asume que el hormigón tiene resistencia a la tracción y considera un suavizado lineal en la zona de tensión.

El modelo Concrete02 fue propuesto por Scott et al. (1982) [16], asumiendo un comportamiento lineal de carga/descarga (Figura 3.a). La utilización de este modelo requiere la introducción de siete parámetros (Figura 3.b): resistencia a compresión (f_{pc}), deformación en la resistencia a compresión (ϵ_{pc0}), resistencia última a compresión (f_{pcU}), deformación en la resistencia última a compresión (ϵ_{pcU}), la relación entre la pendiente de la descarga y la pendiente inicial (λ), resistencia a la tracción (f_t), y la pendiente de resistencia a tracción en la rama de descenso (E_{ts}).

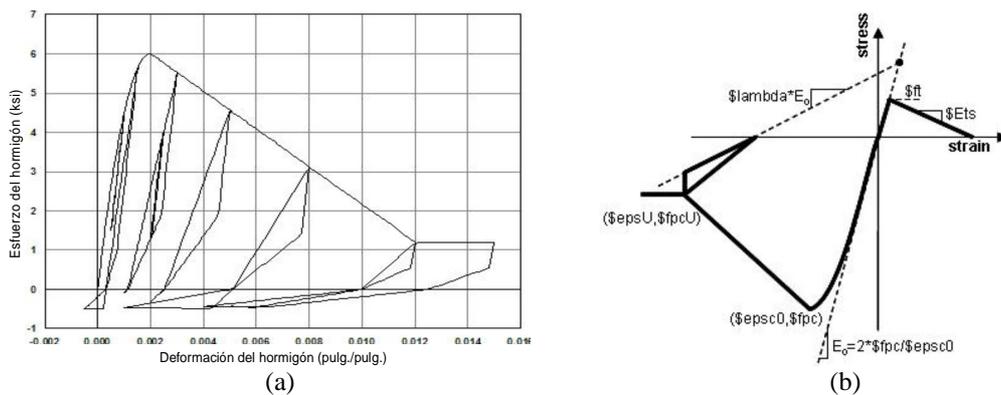


Figura 3. Concrete02 Material - Material de parámetros (Mazzoni et al (2006))

Para definir la zona de compresión (Figura 3) se ha utilizado como ecuación constitutiva para hormigón sin fibras metálicas, tanto para confinado como no confinado, propuesta por Saatcioglu et al. (1995) [15] para NSC y Razvi and Saatcioglu (1999) [14] para HSC. Para hormigones con fibras metálicas se ha utilizado la ecuación constitutiva propuesta por Campione (2002) [6] tanto para confinado como no confinado. El parámetro λ que relaciona la descarga con la pendiente inicial en el modelo ha sido obtenido en base a la calibración realizada de los 25 ensayos experimentales.

En cuanto a la respuesta del hormigón a tracción, respecto al hormigón sin fibras se ha tenido en cuenta la propuesta por el Eurocódigo 2 (2004) [1] para el módulo de elasticidad del hormigón en tensión y resistencia a la tracción, y se ha supuesto que el límite de la deformación máxima en tracción es el doble de la deformación por plastificación de las barras longitudinales (Campione et al. (2010)

[7]). Para el hormigón con fibras metálicas se han utilizado los datos experimentales obtenidos a partir del ensayo a flexo-tracción UNE-EN 14651:2007 [17].

Para el hormigón de alta resistencia en el modelo no confinado tanto con o sin fibras metálicas se ha usado el factor de reducción (k_3) para la resistencia a compresión propuesto por Leite et al. (2012) [11] que tiene en cuenta la pérdida de la capacidad resistente cuando se produce el efecto del salto de recubrimiento del hormigón.

Se ha utilizado para el acero el modelo propuesto por Menegotto and Pinto (1973) [13], y que ha sido modificado por Filippou et al. (1983) [10] (Figura 4.a y 4.b).

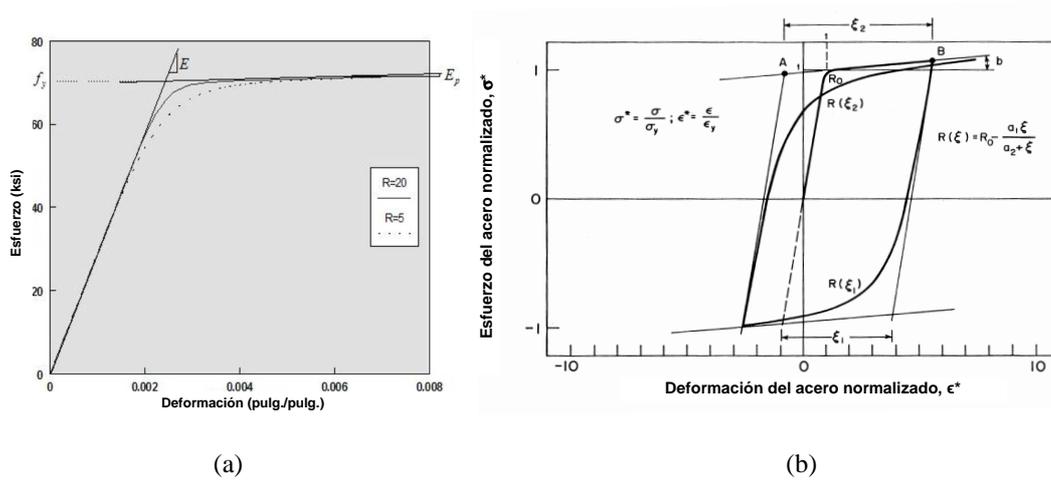


Figura 4. a. Steel02 Material – Prámetros del Material (Mazzoni et al (2006) [12]); b. Diagrama normalizado propuesto por Menegotto y Pinto (Filippou et al (1983) [10])

Belarbi and Hsu (1995) [4] proponen una curva de tensión-deformación del acero de refuerzo para carga cíclica donde representa un mejor comportamiento para la degradación del material y es una función basandose en la cuantía de la armadura transversal. Esta curva varía respecto al parámetro R que se utliza en el model numérico; entre 5 y 20.

Respecto al pandeo de la armadura longitudinal en compresión, el modelo se basa en la propuesta de Dhakal and Maekawa (2002) [8], es importante saber que este modelo no toma en cuenta el efecto de las fibras de acero.

3.2. Calibración del modelo

El modelo numérico empleado ha sido calibrado con 25 ensayos experimentales propios, definido en el punto 2 del presente artículo, los cuales fueron sometidos a una carga axial constante y una carga lateral cíclica. El grado de precisión ($\xi_{\mu\Delta}$) se obtiene como el cociente entre la ductilidad en desplazamiento obtenida en el ensayo experimental ($\mu_{\Delta\text{exp}}$) y la ductilidad en desplazamiento obtenida mediante el modelo numérico ($\mu_{\Delta\text{num}}$).

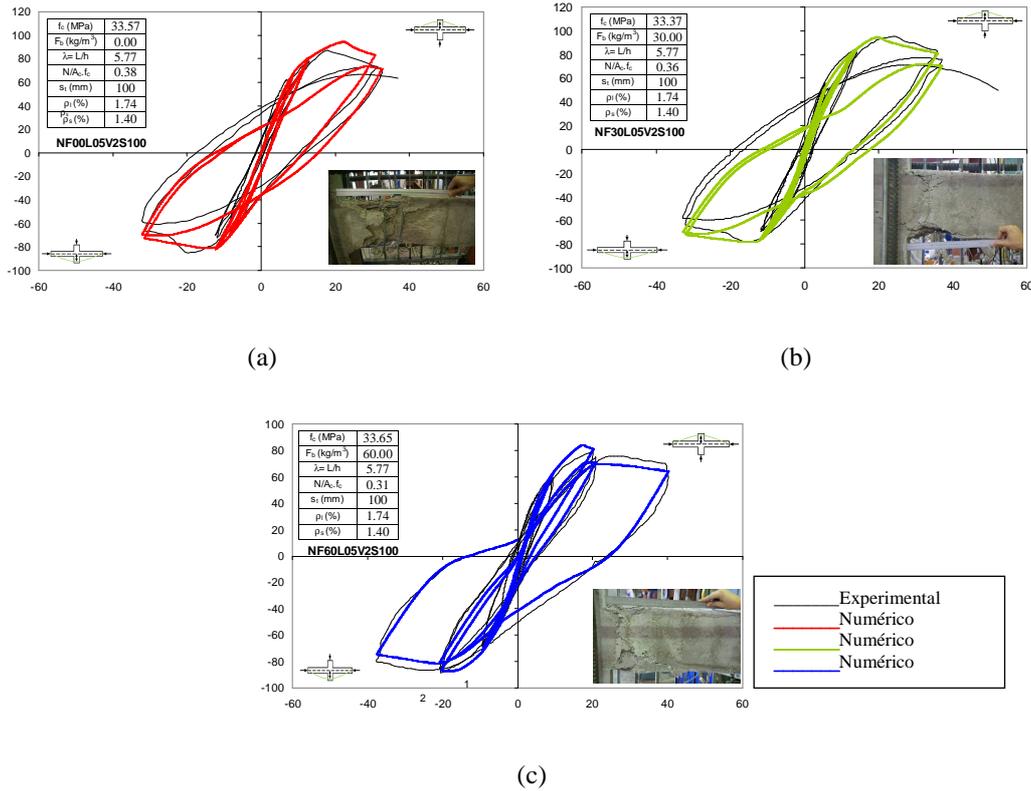


Figura 6. Calibración numérica de soportes ensayados en el laboratorio.

A modo de ejemplo en la figura 6 comparamos los resultados obtenidos con el modelo numérico y los resultados experimentales, en la figura 6.a muestra un soporte de hormigón normal sin fibras metálicas, en la figura 6.b corresponde a un soporte con la adición de 30 Kg/m³ de fibras metálicas y en la figura 6.c es un soporte con la adición de 60 kg/m³ de fibrás metálicas.

En la tabla 2 se muestra el grado de precisión del modelo numérico respecto de los ensayos experimentales propios. Y vemos que el modelo numérico para todos los tipos de hormigones se muestra del lado de la seguridad, por lo tanto a simple vista se observa que hay una buena aproximación del modelo numérico.

Tabla 2. Grado de precisión de los ensayos experimentales calibrados.

Tipo de Hormigón	Ductilidad en desplazamiento
	ξ
30 MPa sin fibras	1.09
30 MPa con fibras metálicas	1.18
75 MPa sin fibras	1.13
75 MPa con fibras metálicas	1.02
Promedio Total	1.11
C.V.	0.27

3.3. Validación del modelo

El modelo numérico calibrado ha sido contrastado con 70 ensayos experimentales procedentes de la literatura correspondiente a soportes sometidos a una carga axial y carga lateral cíclica, cuya base de datos se encuentra en el PEER (Pacific Earthquake Engineering Research) (Tabla 3). Dicho modelo se ha contrastado con soportes donde varía la resistencia del hormigón, esbeltez geométrica de la pieza,

Estudio teórico de capacidad de deformación de soportes esbeltos de hormigón armado con fibras de acero sometidos a esfuerzos combinados de axil y carga lateral cíclica.

tipo de sección, tipos de confinamientos y nivel de axil reducido. El promedio del grado de precisión para la ductilidad en desplazamiento obtenido ha sido de 1,12 (del lado de la seguridad) con un coeficiente de variación de 28%. La dispersión obtenida tanto para la calibración experimental como para el contraste con otros autores es razonable para estos tipos de pruebas en el laboratorio, ya que se tiene en cuenta promedios de envolventes de curvas para hacer el cálculo de la ductilidad. Como hemos observado se puede concluir que hay una buena aproximación entre los resultados obtenido con el modelo numérico y los ensayos experimentales tanto propios como de otros autores.

Los parámetros y los rangos encontrados en la base de dato del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research) son:

- Resistencia del hormigón, f_c : varía desde 21.4 a 101.8 MPa.
- Esbeltez a cortante, λV : de 2.18 a 6.04.
- Axil reducido, $v = N/(b \cdot h \cdot f_c)$: se muestra desde 0.1 hasta 0.7.
- Cuantías de armadura longitudinal, ρ_l : desde 1.5 % hasta 3.28 %.
- Confinamiento efectivo, $\alpha \cdot \omega$: valores desde 0.01 hasta 0.3.
- Contenido de fibras de acero: no se ha encontrado en la base de datos.

Tabla 3. Autores de la literatura técnica de la base de datos del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research) para el contraste del modelo numérico.

Nº	Autores	Bibliografía técnica
1	Watson and Park 1989, No. 5	Watson, Soesianawati; and Park, R., "Design of Reinforced Concrete Frames of Limited Ductility," Report 89-4, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, January 1989, 232 pages.
2	Zahn et al. 1986, No. 7	Zahn, F.A.; Park, R; and Priestley, M.J.N., "Design of Reinforced Bridge Columns for Strength and Ductility," Report 86-7, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, March 1986, 330 pages.
3	Bayrak and Sheikh 1996, ES-1HT	Bayrak, Oguzhan; Sheikh, Shamim, "Confinement Steel Requirements for High Strength Concrete Columns," Paper No. 463, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, 1996.
4	Saatcioglu and Grira 1999, BG-1	Saatcioglu, Murat; and Grira, Mongi, "Confinement of Reinforced Concrete Columns with Welded Reinforcement Grids," American Concrete Institute, ACI Structural Journal, Vol. 96, No. 1, January-February 1999, pp. 29-39.
5	Gill et al. 1979, No. 1	Gill, Wayne Douglas; Park, R.; and Priestley, M.J.N., "Ductility of Rectangular Reinforced Concrete Columns With Axial Load," Report 79-1, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, February 1979, 136 pages.
6	Tanaka and Park 1990, No. 1	Tanaka, H.; and Park, R., "Effect of Lateral Confining Reinforcement on the Ductile Behavior of Reinforced Concrete Columns," Report 90-2, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, June 1990, 458 pages.
7	Atalay and Penzien 1975, No. 1S1	Atalay, M.B.; and Penzien, J. "The Seismic Behavior of Critical Regions of Reinforced Concrete Components as Influenced by Moment, Shear and Axial Force," Report No. EERC 75-19, University of California, Berkeley, December 1975, 226 pages.
8	Ang et al. 1981, No. 3	Ang Beng Ghee; Priestley, M.J.N.; and Park, R., "Ductility of Reinforced Bridge Piers Under Seismic Loading," Report 81-3, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, February 1981, 109 pages.

4. ESTUDIO PARAMÉTRICO

El estudio paramétrico se ha hecho en base a las variables estudiadas experimentalmente tratando de extrapolar y así obtener más información que nos ayuden a comprender en su totalidad el objetivo de la investigación. El ensayo numérico tiene dos fases, en la primera se hace un ensayo a carga monotónica con la finalidad de obtener la carga máxima obtenida y con el 75% de esta carga encontrar

el desplazamiento que va a ser nuestro desplazamiento plástico nominal a utilizar en el ensayo cíclico. Este desplazamiento se incrementa por cada dos ciclos. Además cabe resaltar que para todas las series realizadas se ha trabajado el acero tomando en cuenta el límite elástico (f_y) de 500 MPa y un módulo de elasticidad de 200,000 MPa.

Los parámetros analizados son: la esbeltez a cortante ($\lambda_v = L_s/h = M/(V \cdot h)$), axil reducido ($N/[b \cdot h \cdot f_c]$, donde N es esfuerzo axil aplicado; b y h es el ancho y el canto de la sección transversal y f_c es la resistencia a compresión del hormigón), el confinamiento efectivo de la armadura transversal ($\alpha \cdot \omega$) y el índice volumétrico de fibras de acero (RI).

La tabla 4 muestra dos series de estudio numérico: la primera serie hace una comparación de soportes con la inclusión de fibras de acero y distintos confinamientos efectivos, y la segunda serie compara soportes sin fibras de acero para diferentes niveles de axil reducido variando la esbeltez.

Tabla 4. Datos para serie estudiada en el modelo numérico.

Descripción de las variables	Serie 1	Serie2
f_c (Mpa)	30	30
Esbeltez (λ)	6	3 4 6 8 10
Axil reducido (v)	0.2	0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.65
Cuantía longitudinal (ρ_l)%	2	2
$\alpha \omega$	0.01 0.05 0.1	0.05
f_y	500	500
RI	0 10 30 60	0
r_{mec}/h	0.05	0.05

La figura 7 que corresponde a la serie 1 donde se compara el comportamiento cíclico para un nivel de confinamiento efectivo de 0.1 y la inclusión de fibras metálicas; vemos a simple vista que con la inclusión de fibras metálicas aumentan los ciclos. Además se observa que en la figura 7.a que carece de fibras metálicas comparado con la figura 7.c se nota un menor desplazamiento, esto quiere decir que al no tener fibras metálicas posee una menor capacidad de deformación comparado con aquellas que si tienen fibras.

Por otro lado, la figura 8 que relaciona la serie 2 compara las distintas esbelteces aplicando un nivel de axil reducido de 0.2. Las gráficas muestran una gran diferencia en el comportamiento cíclico a medida se aumenta de esbeltez; esto quiere decir que para una esbeltez de 10 se obtienen muchos más ciclos que para una esbeltez de 3, dando como resultado una mayor capacidad de deformación para mayores

Estudio teórico de capacidad de deformación de soportes esbeltos de hormigón armado con fibras de acero sometidos a esfuerzos combinados de axil y carga lateral cíclica.

esbelteces. Además cabe destacar que la fuerza obtenida para menores esbelteces tiende a ser mayor comparado con las de mayor capacidad de deformación.

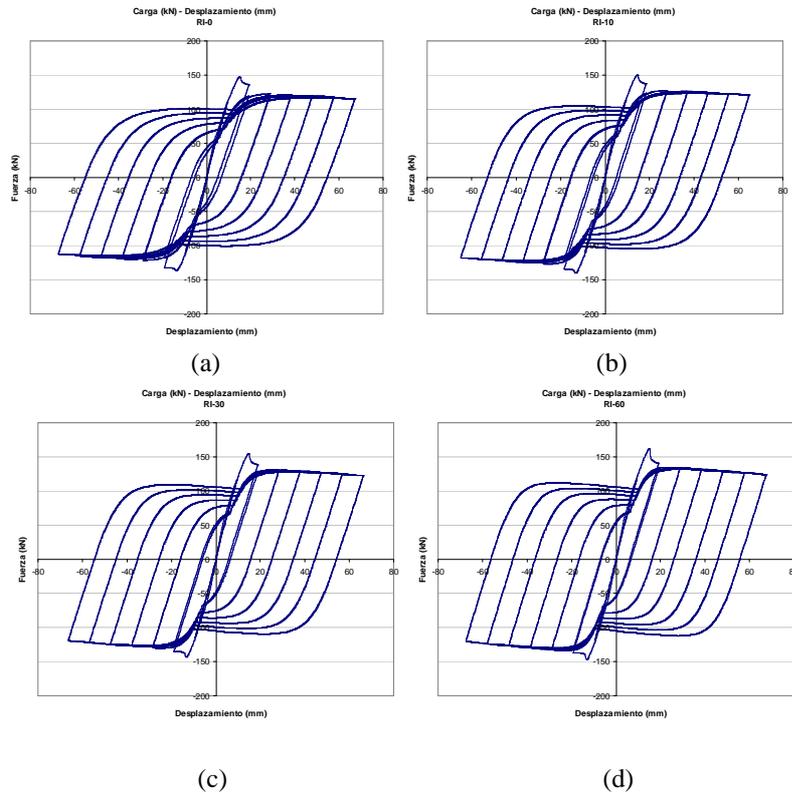


Figura 7. Modelo numérico que relaciona las cantidades de fibras metálicas en la masa del hormigón: RI-0 (a), RI-10 (b), RI-30 (c) y RI-60 (d)

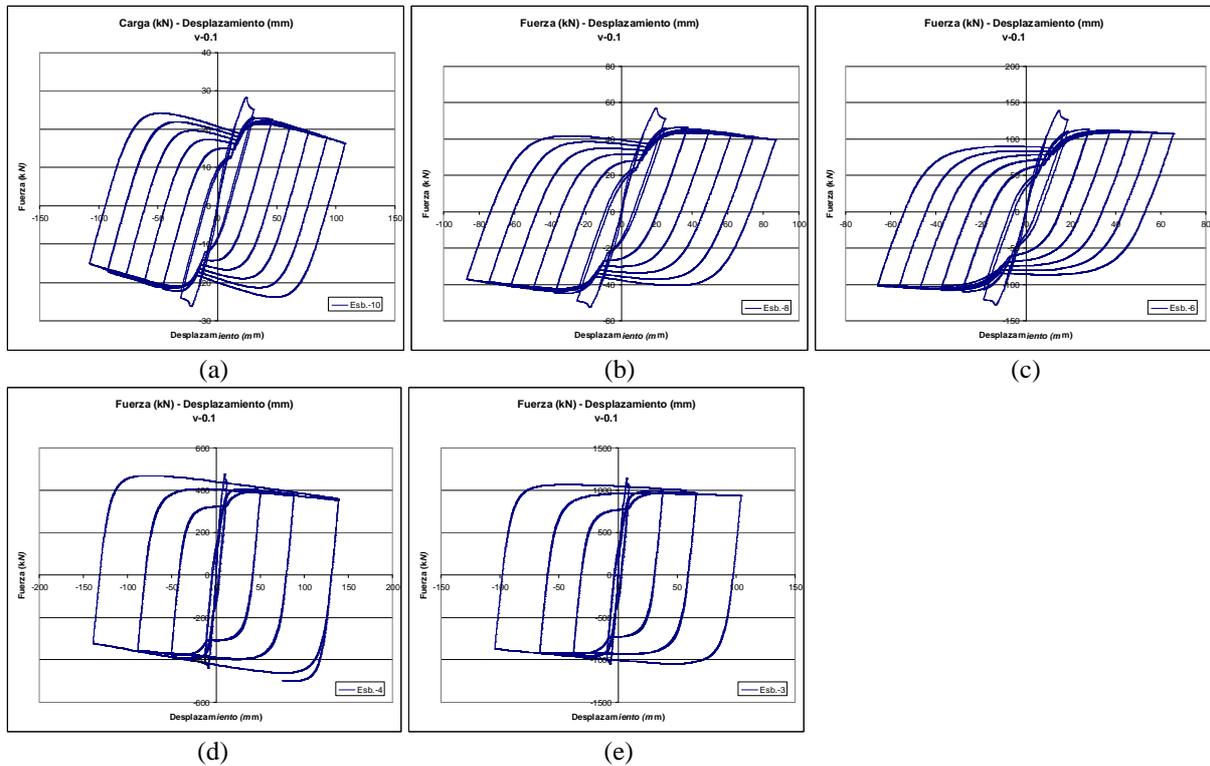


Figura 8. Modelo numérico que relaciona distinta esbeltez para un nivel de axil reducido: λ -10 (a), λ -8 (b), λ -6 (c), λ -4 (d) y λ -3 (e)

La figura 9 hace una comparación en ductilidad de desplazamiento entre las series antes mencionada. La figura 9.a. muestra la una comparación de la ductilidad respecto a la inclusión de fibras metálicas para tres niveles de confinamiento efectivo (0.01, 0.05 y 0.1). Se aprecia que la adición de fibras metálicas aporta mucha mejora en la ductilidad y más si tenemos un confinamiento efectivo de 0.01; por otro lado la mejora es más reducida para niveles de 0.05 y 0.1. También cabe resaltar que llega un punto en que el efecto de las fibras metálicas no existe; para un rango de RI entre 30 y 60. Además se observa que hay mucha diferencia de mejora en la ductilidad para un RI=10, comparándolo para un RI=30. Con respecto a la figura 9.b. se observa que para cada esbeltez respecto al nivel de axil aplicado la ductilidad varía; ésta va disminuyendo conforme se tienen mayores esbelteces. Curiosamente también se muestra que para esbelteces de 3 y 4 la ductilidad tiende a tener una gran diferencia respecto a los demás. Y para cada esbeltez conforme se aumenta de nivel de axil reducido, la ductilidad tiende a disminuir; y para una axil reducido de 0.65 para todas las esbelteces se llega a un valor que prácticamente no hay diferencia entre ellas.

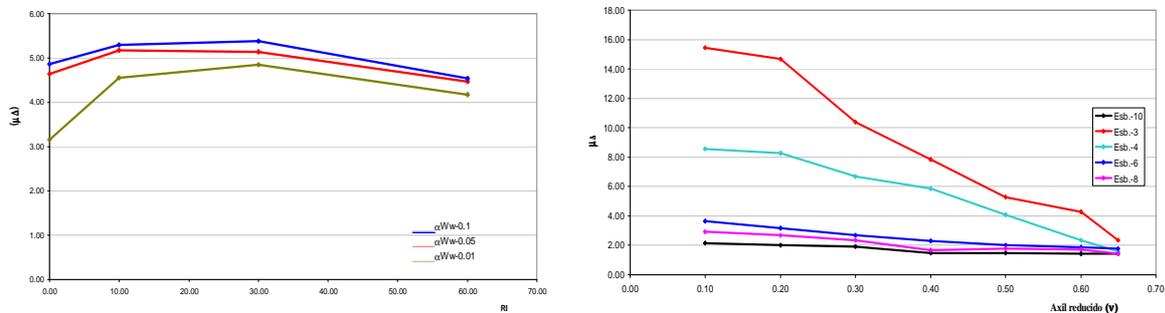


Figura 9. Ductilidad en desplazamiento para niveles de confinamiento efectivo.

5. CONCLUSIONES

Respecto a las conclusiones extraídas en el estudio numérico caben resaltar las siguientes:

- Con los resultados de los ensayos experimentales propios y de otro autores se ha podido calibrar el modelo numérico propuesto para soportes de hormigón armado sometidos a una carga axial constante y carga lateral cíclica.
- El modelo propuesto se encuentra del lado de la seguridad tanto para hormigones con o sin fibras metálicas y para resistencias desde 30 a 90 MPa.
- Las ecuaciones constitutivas que se han utilizado para hormigones con fibras metálicas han sido adecuadas ya que se de la calibración numérica tenemos un promedio de precisión muy aproximado a la realidad (encontrándose del lado de la seguridad).
- Tanto en la calibración como en la validación de los ensayos se ha podido observar que el modelo trabaja satisfactoriamente tanto para el salto del recubrimiento como para el pandeo de la armadura longitudinal.
- Respecto a la serie de estudio vista, cabe señalar que hay mejora de la ductilidad como era esperable para un hormigón convencional al agregar fibras metálicas.
- Existe mejora de la ductilidad para niveles de RI de 10 y 30.
- La ductilidad tiene un comportamiento muy satisfactorio agregando fibras metálicas para un confinamiento efectivo de 0.01.
- La ductilidad tiende a disminuir conforme se aumenta de nivel de axil reducido. Para una menor esbeltez se puede tener una mayor ductilidad con un nivel de axil reducido bajo.

6. AGRADECIMENTOS

Los autores desean expresar su sincero agradecimiento al “Ministerio de Ciencia e Innovación” por la ayuda proporcionada a través de los proyectos BIA2008-03734 y BIA2009-10207 y a la Comunidad Europea por el apoyo financiero a través de los fondos Feder.

7. REFERENCIAS

- [1] European Committee for Standardization: “Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1: General rules and rules for buildings”, EN 1992-1-1 December 2004.
- [2] Ministerio de Fomento “Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSR-02)” RD 997/2002, de 27 de septiembre.
- [3] Berry, M., Parrish, M., and Eberhard, M., “PEER Structural Performance Database User’s Manual,” (www.ce.washington.edu/~peera1), Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2004.
- [4] Belardi A and Hsu T.T.C. (1995). “Constitutive law of concrete in tension and reinforcing stiffened by concrete” ACI Structural Journal, V.91, N°4, pp 465-474.
- [5] Caballero-Morison, K.E.; Bonet, J.L.; Navarro-Gregori, J.; Martí-Vargas, J.R.: “Behaviour of steel fibre - reinforced normal - strength concrete slender columns under cyclic loading” Engineering Structures (submitted for publication).
- [6] Campione G (2002). “The effects of fibers on the confinement models for concrete columns” Canadian Journal Civil Engineering, 29, pp 742-750
- [7] Campione, G.; Fossetti, M.; Papia M. (2010). “Behavior of Fiber-Reinforced Concrete Columns under Axially and Eccentrically Compressive Loads” ACI Structural Journal, Volume 107, Issue 03, May 1, pp 272-281
- [8] Dhakal, R. and Maekawa, K. (2002). “Modeling for Postyield Buckled of Reinforcement” J. Struct. Eng., 128(9), pp 1139-1147.
- [9] CEB-FIP, Bulletin 25, "State of art report (Displacement -based seismic design of reinforced concrete buildings)", Task Group 7.2, Mayo 2003, Lausanne- Switzerland.
- [10] Filippou, F.C, Popov, E.P. and Bertero, V.V. (1983). “Effect of bond deterioration on hysteric behaviour of reinforced concrete joints” Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley
- [11] Leite L., Bonet J.L., Pallarés L, Miguel P.F. (2012). “Cm-factor for RC columns under unequal load eccentricities at the ends” Computers and Structures (submitted for publication)
- [12] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., and Fenves, G. L. (2006). “OpenSEES command language manual” Univ. of California, Berkeley, Calif.
- [13] Menogotto, M. and Pinto, P.E. (1973). “Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending” Proceedings, IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability for Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads, Lisbon, pp 15-22
- [14] Razvi S and Saatcioglu M (1999). “Confinement model for high-strength concrete” Journal of Structural Engineering, Vol 125, N°3, pp 281-289
- [15] Saatcioglu M, Salamat A.H., Razvi S. (1995). “Confined columns under eccentric loading” Journal of Structural Engineering, Vol 121, N°11, pp 1547-1556
- [16] Scott, B. D., Park, R., and Priestley, M. J. M. (1982). “Stress-strain behaviour of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates.” ACI Structural Journal, V.79, N°1, pp 13–27.
- [17] UNE-EN 14651:2007. “Método de ensayo para hormigón con fibras metálicas. Determinación de la resistencia a la tracción por flexión (límite de proporcionalidad (LOP), resistencia residual”. Asociación española de normalización y certificación, AENOR. September 2007.
- [18] Panagiotakos T.B. and Fardis M.N. “Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate”, ACI Journal Structural, vol. 98, N° 2, March-April 2001, pp 135-148.
- [19] Caballero-Morison, Karen E.; Bonet, J.L.; Navarro-Gregori, J.; Castro Bugallo, M. C.: “Comportamiento de soportes esbeltos de hormigón armado con fibras de acero sometidos a esfuerzos combinados de axil y carga lateral cíclica”, FEUP, Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL-BE2012.