

ESTUDIO SOBRE PANELES ESBELTOS DE HORMIGÓN DÉBILMENTE ARMADOS

R. Porras-Soriano, G. Ruiz, J. R. Carmona y R.C.Yu

E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos,
Universidad de Castilla-La Mancha
Avenida Camilo José Cela s/n, 13071 Ciudad Real
E-mail: rocio.porras@uclm.es
Tfno: 926 29 53 00 Ext. 6311. Fax: 926 29 53 91

RESUMEN

El presente trabajo muestra los resultados de una investigación sobre el comportamiento frente a pandeo de paneles esbeltos de hormigón débilmente armados. A partir de las observaciones experimentales se ha realizado un estudio con dos modelos numéricos capaces de reproducir la pérdida de rigidez del panel durante el proceso de carga debido a la iniciación y progreso de fisuras en el hormigón.

Los resultados obtenidos en los modelos se contrastan con los resultados experimentales, analizando la sensibilidad de la esbeltez del panel, la excentricidad de la carga y la cuantía de armado. Los resultados obtenidos pueden ayudar a una mejor comprensión de los mecanismos de propagación de las fisuras y del fallo de paneles esbeltos de hormigón débilmente armado. Complementariamente se analizan, en base a los resultados experimentales, los patrones de fisuración de las probetas.

ABSTRACT

This work reports the results of tests performed on lightly reinforced concrete panels subjected to buckling load. According to these test we made two simple models to disclose the behaviour of the lightly reinforced concrete panels subjected to buckling. Both models reproduce the loss of stiffness of these structures, due to the initiation and development of cracks during loading.

The numerical model was validated against experimental data. The sensitivity of the slenderness of the panel, the reinforcement ratio and the characteristics of the concrete was determined. The resultant crack patterns are also analyzed and compared to their experimental counterparts.

PALABRAS CLAVE: Hormigón armado, pandeo, modelo cohesivo

1. INTRODUCCIÓN

Los paneles que se estudian en esta investigación son paneles de fachada con capacidad portante. Los cuales, debido a su disposición en la edificación reciben cargas excéntricas. Para el estudio del comportamiento a flexocompresión de estos se planteó la campaña experimental que se describe en el artículo Porras, Ruiz, Carmona y Yu [1]. En esta experimentación los ensayos fueron diseñados a escala reducida sobre paneles, con el fin de facilitar tanto el control de los materiales utilizados en la ejecución de las probetas como la propia realización de los ensayos, minimizando la dispersión de los resultados experimentales. La metodología experimental seguida fué análoga a la empleada para el estudio de vigas débilmente armadas realizado dentro de este mismo grupo [4, 5], adaptando los dispositivos experimentales al objeto de la presente investigación.

En la parte final del artículo se comparan los resultados obtenidos con los resultados obtenidos en dos modelos. El primero de ellos es un modelo que ya se presentó, y que se describe en el artículo de Carmona, Ruiz y Porras [6]. También se contrastan con los resultados obtenidos con un modelo de

fisura distribuida en bandas resuelto con el programa ATE-NA.

2. RESULTADOS DE LA CAMPAÑA EXPERIMENTAL

La campaña experimental realizada constaba de 27 tipos de paneles diferentes, que se corresponden con 3 tamaños, 3 configuraciones de armado y 3 excentricidades iniciales diferentes. Las probetas de hormigón armado fueron ensayadas en un dispositivo que simula el proceso de carga en compresión, aplicando la carga con una cierta excentricidad inicial, denominada e_0 . Durante el ensayo se medía el desplazamiento del punto de aplicación de la carga, el valor de la carga aplicada y el desplazamiento horizontal en el punto central de las probetas, sobre la cara comprimida, denominado e_a .

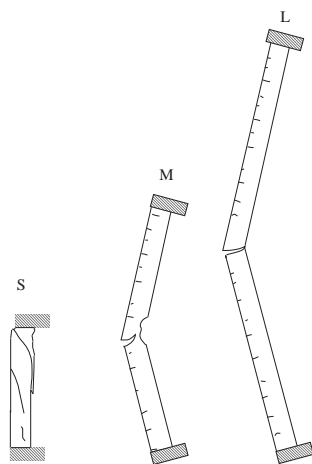


Figura 1: Esquema de los modos de fallo

Para designar a cada probeta, tal y como se describe en el ya mencionado artículo, se utiliza una combinación de una letra mayúscula según el tamaño de la probeta (S-pequeño-30cm, M-mediano-60cm y L-grande-120cm), un número que indica el número de barras de armado (1, 2 y 3) y una letra minúscula según la excentricidad inicial aplicada (a-2mm, b-25mm, c-50mm). Se han ensayado al menos dos probetas de cada tipo. Así pues, una probeta cuya denominación sea L2b-1 indica que es la primera de las dos probetas ensayadas de longitud 120 cm con dos barras de armado longitudinal y que ha sido ensayada aplicando la carga con una excentricidad de 25 mm.

Los resultados obtenidos de carga máxima y excentricidad adicional, son los que se resumen en las gráficas de la Figura 2. En la primera fila de tres gráficas se presenta la excentricidad adicional frente a la cuantía de armado. La tendencia de estas gráficas indica que la excentricidad adicional obtenida en los ensayos es mayor según aumenta la cuantía de armado de las probetas. Esta tendencia es más pronunciada en las probetas de mayor esbeltez (*M* y *L*). Este hecho indica que una mayor cuantía de armado retrasa la aparición del proceso de inestabilidad. Además se puede apreciar que se produce una dispersión de los resultados obtenidos para las probetas de excentricidad *a*. Esta dispersión está relacionada con el modo de fallo del panel, puesto que para la menor excentricidad, se produce un fallo predominantemente por compresión, como comentaremos más adelante.

En cuanto a la carga máxima, como tendencia general en los ensayos con excentricidades *b* y *c*, se aprecia que a mayor cuantía de armado, mayor es la carga máxima alcanzada en el ensayo. El efecto es contrario para la excentricidad *a*. Este comportamiento está asociado al tipo de rotura, pues para la excentricidad menor, excentricidad *a*, el fallo de la pieza se produce predominantemente por compresión, mientras que para la excentricidad *b* comienza a apreciarse la flexión en el momento de fallo y para los ensayos realizados con la excentricidad mayor, excentricidad *c*, se extrae como conclusión que la rotura se produce completamente por flexión.

Si relacionamos la cuantía de armado con los patrones de fisuración, se puede observar cómo, a mayor cuantía la fisuración es menor. Así por ejemplo en el caso de tres barras y longitud *L*, en la mayoría de los ensayos, la probeta se fisura sin llegar a romper.

Analizando la influencia de la esbeltez en los patrones de fisuración, se aprecia, según vemos en los esquemas de la Figura 1, que en las probetas de menor esbeltez, tamaño *S*, el fallo es predominantemente por compresión, cómo así lo demuestra la fisuración vertical. En las probetas de tamaño *M* se produce una fisura por tracción en la cara externa, y un fallo por compresión en la cara interna. Por otro lado, en las probetas de tamaño *L* se produce una fisuración por flexión, formándose una fisura predominante, generalmente próxima al centro de vano. Este comportamiento es más acusado, cuando las probetas más pequeñas se cargan con excentricidad tipo *a*, y las probetas de mayor esbeltez con excentricidades *b* y *c*.

En los gráficos mostrados en la Figura 3 se puede apreciar como al aumentar la excentricidad inicial de la carga, la carga máxima alcanzada en el ensayo es menor. Siendo cada uno de los puntos representados en las gráficas la media de los dos ensayos realizados de cada tipo. Esta disminución de la carga máxima se produce de forma mucho más pronunciada cuando se pasa de ensayar con una excentricidad *a* a ensayar con la excentricidad *b*, que de esta a la *c*. De nuevo en los resultados se refleja un cambio de comportamiento en el fallo de las probetas ensayadas.

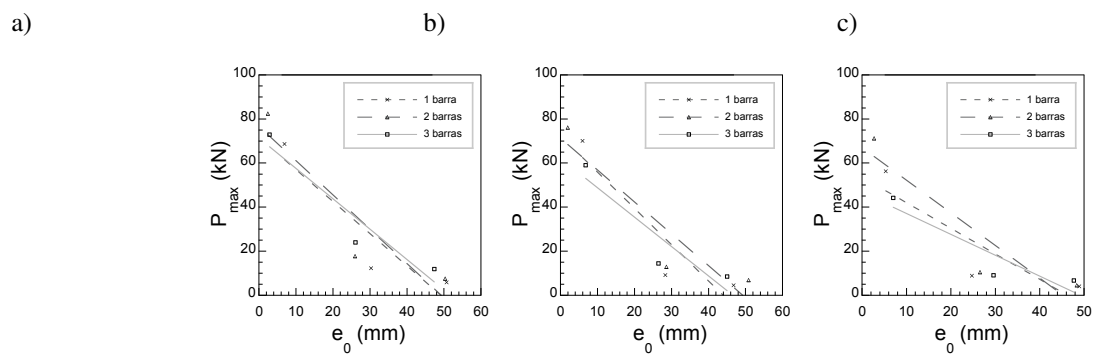
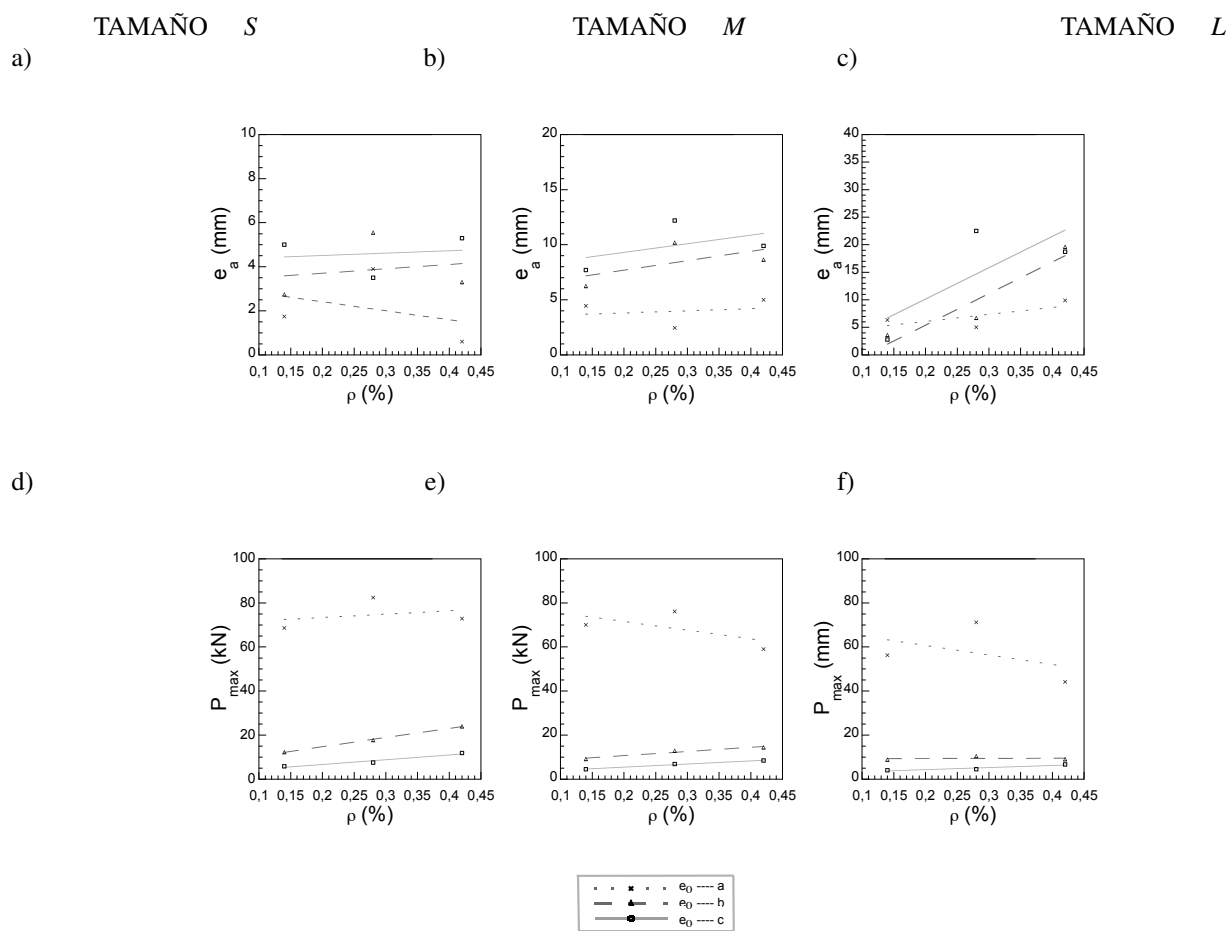
En la Figura 4 se analiza la relación existente entre la excentricidad inicial de aplicación de la carga y la excentricidad adicional alcanzada durante el ensayo. Como conclusión se aprecia que, por lo general, cuanto mayor es la excentricidad inicial de aplicación de la carga mayor es la excentricidad adicional, como demuestra la tendencia ascendente de los puntos en cada una de las tres gráficas de la citada figura.

3. MODELOS NUMÉRICOS

3.1. Presentación del modelo cohesivo de fisura discreta.

Este modelo es el que se presentó en el artículo "Modelo numérico para analizar el comportamiento a pandeo de paneles esbeltos de hormigón armado"[6]. Se trata de un panel que se encuentra biarticulado y la carga se aplica con una excentricidad inicial, e_0 , que es constante y del mismo signo a lo largo del panel o pilar. Al existir simetría con respecto a la sección central, se modela únicamente la mitad del panel. Presenta una única fisura cohesiva, situada en la sección central del panel se representa por medio de unos elementos tipo muelle que siguen la función de ablandamiento del hormigón. La masa del hormigón se discretiza de modo continuo usando elementos triangulares de 6 nodos.

Para la implementación y resolución de este modelo hemos utilizado el programa de elementos finitos ANSYS.



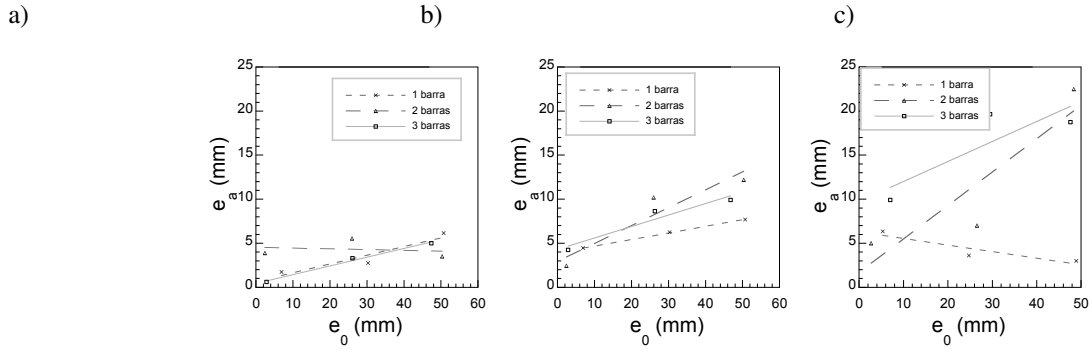


Figura 4: Relación excentricidad adicional (e_a) - excentricidad inicial (e_0). a) Tamaño S. b) Tamaño M. c) Tamaño L.

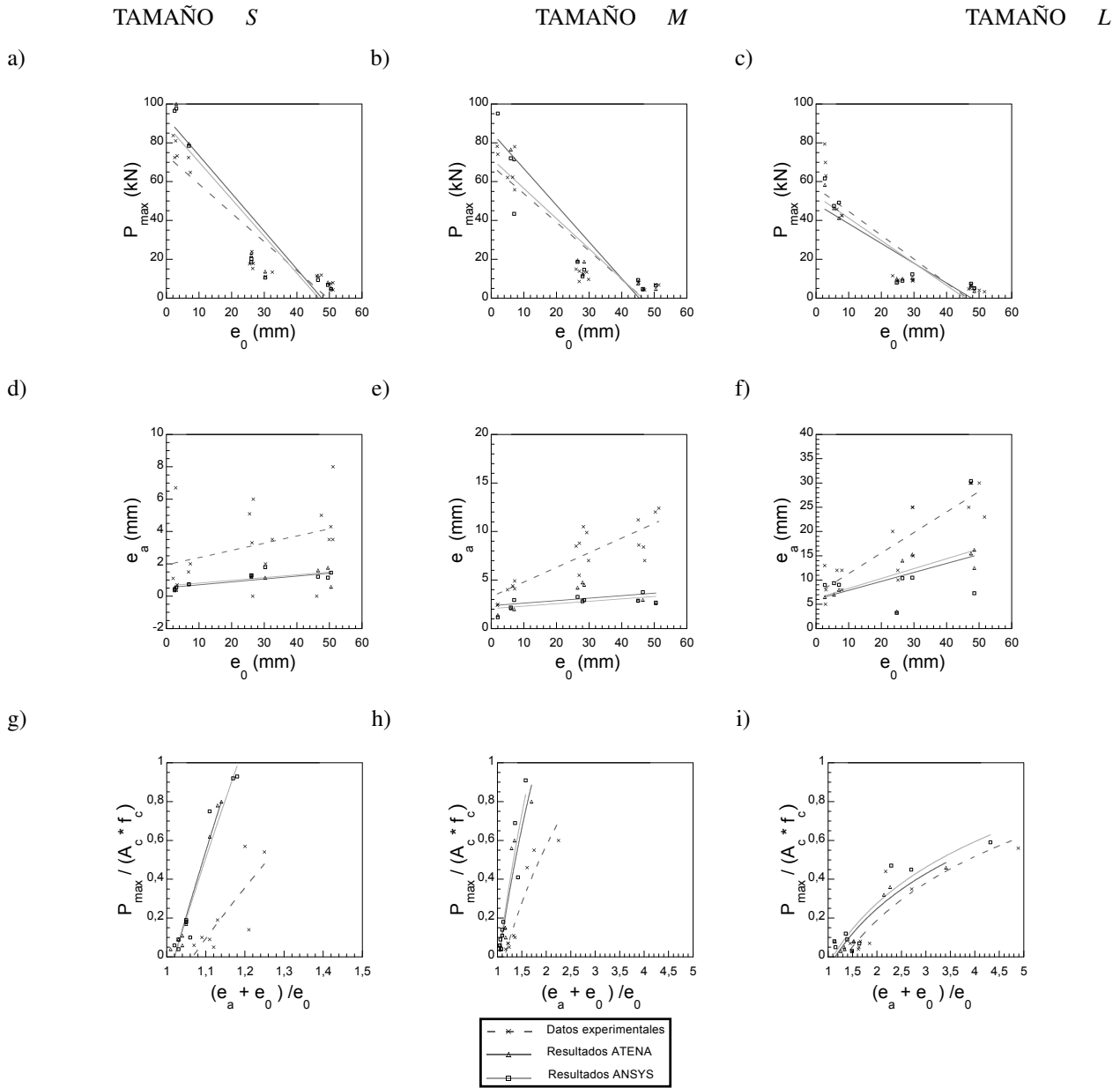


Figura 5: Comparación resultados experimentales y numéricos. a) Tamaño S. b) Tamaño M. c) Tamaño L. d) Tamaño S. e) Tamaño M. f) Tamaño L.

3.2. Presentación del modelo de fisuración distribuida en banda

Éste es un modelo realizado con un programa comercial llamado ATENA. Se trata de un modelo en 2D, de elementos triangulares. Como modelo constitutivo del hormigón se ha empleado un modelo de fisuración distribuida en banda definido en el mencionado programa. Este modelo se basa en las teorías propuestas por Bazant y Oh [7]. Según éste, la deformación se concentra en una región del material (banda), que se representa mediante un plano en el análisis mediante elementos finitos. En tracción esta deformación es una fisura, y en compresión es un plano de aplastamiento.

Para modelar los materiales se han introducido las características mecánicas del hormigón empleado, obtenidas en la campaña experimental.

3.3. Validación de los modelos

La carga se introduce en los modelos a través de un desplazamiento impuesto sobre una placa con una rigidez muy superior a la del hormigón situada en el extremo superior del panel modelado. De esta forma podemos evaluar la carga de pandeo del panel para diferentes excentricidades. En los cálculos no hemos tenido en cuenta el peso propio del panel, el cual, para paneles muy esbeltos, puede ser una fracción importante en la carga resistida. No obstante, introducir este parámetro en los cálculos sería relativamente sencillo. Por último indicamos que los modelos mecánicos presentados son extrapolable a tres dimensiones, con lo que se podría estudiar el problema del pandeo con flexión esviada.

Los resultados obtenidos en los modelos numéricos desarrollados, son los que se recogen en las gráficas de la Figura 5 y en las Tablas 1 y 2.

Tanto el modelo de una única fisura, como el modelo de fisura distribuida en bandas, son sensibles al aumento de la esbeltez, puesto que la carga máxima alcanzada disminuye al aumentar la esbeltez del panel.

Otra tendencia que se puede apreciar es que, tanto en los modelos numéricos como en los datos experimentales la P_{max} disminuye al incrementar la e_0 . Este comportamiento se puede apreciar en las tres primeras gráficas de la Figura 5. Cabe mencionar, que los valores obtenidos para la carga de pandeo (P_{max}) han sido reproducidos por los modelos de forma sensiblemente correcta.

Si analizamos los resultados obtenidos en los modelos de la excentricidad adicional asociada a carga máxima (Tabla 4), podemos apreciar cómo ambos modelos se comportan de forma algo más rígida a cómo lo hacen los ensayos del laboratorio. Esta diferencia se debe al contacto que existe entre la placa de aplicación de la carga y el panel, puesto que en los modelos es un contacto más rígido y uniforme. Si bien, las tendencias se mantienen. Así por ejemplo, se puede afirmar, tal y cómo se puede apreciar en las gráficas d, e y f de la Figura 5, que la excentricidad adicional es

mayor para mayores valores de excentricidades iniciales de aplicación de la carga. Si compramos cada una de estas tres gráficas, que representan los tamaños S, M y L, respectivamente, se puede apreciar cómo, tanto para los modelos, como para los resultados experimentales, la excentricidad adicional en carga máxima es mayor para mayores esbelteces.

En las tres últimas gráficas de la Figura 5 se presentan los resultados de carga máxima y excentricidad adicional adimensionalizados. La adimensionalización de ambos valores se ha hecho conforme a las ecuaciones 1 y 2.

$$\frac{P_{max}}{A_c \times f_c} \quad (1)$$

$$\frac{e_a + e_0}{e_0} \quad (2)$$

La tendencia en estas gráficas indica que la excentricidad inicial de aplicación de la carga, influye de forma más notable para las probetas de mayor esbeltez. En estas gráficas se observa también que, para mayores valores de e_0 , la relación e_t/e_0 es menor.

Con carácter general las tendencias observadas experimentalmente y los valores obtenidos para la carga de pandeo han sido reproducidos por los modelos de forma sensiblemente correcta.

4. CONCLUSIONES

En este artículo se han presentado los resultados obtenidos en una campaña experimental realizada para estudiar el comportamiento a flexocompresión de paneles esbeltos de fachada. Dichos resultados han servido para validar dos modelos numéricos.

Se han obtenido resultados muy similares tanto en la campaña experimental, como en los modelos realizados. Por lo que se da como validado el modelo.

Se ha obtenido que tanto la resistencia a compresión del hormigón como la excentricidad adicional son valores muy importantes para determinar el comportamiento a pandeo. Así pues, la dispersión entre los resultados experimentales y los numéricos es mucho mayor para el tamaño S, que para el resto de tamaños. Esto se debe a que en los tamaños más pequeños, pequeñas variaciones en la medida de la e_0 , provocan grandes variaciones en los resultados.

-	e ₀	P _{max} (kN)		
		EXPER.	FIS. DIST.	FIS. BANDA
S1-a	6,9	64.8 - 72.4	79.5	78.5
S1-b	30,3	13.4 - 11.1	13.6	10.5
S1-c	50,5	4.2 - 7.5	5.3	4,6
S2-a	2,5	83.8 - 81.0	102.7	96.5
S2-b	26	17.6 - 17.8	22.0	18.6
S2-c	49,5	7.9 - 7.1	8.1	6.7
S3-a	3	72.4 - 73.3	100.0	97.7
S3-b	26,1	-- 24	23.4	20.1
S3-c	46,5	11.5 - 11.9	11.6	9.3
M1-a	6	62.1 - 78	76.5	72.1
M1-b	28	9.6 - 8.6	12.3	11.3
M1-c	46,5	4.8 - 4.2	4.5	4.7
M2-a	2	78.2 - 74.1	102.7	95.1
M2-b	28,5	12.5 - 13.4	18.8	14.6
M2-c	50,5	6.95 - 6.8	4.7	6.5
M3-a	7	55.8 - 62.3	71.5	43.4
M3-b	26,5	14.9 - 13.9	19.5	18.7
M3-c	45	8.9 - 8.0	7.5	9.5
L1-a	5,5	42.6 - 69.9	46.3	47.5
L1-b	24,7	9.2 - 8.5	10.0	8.0
L1-c	48,5	4.7 - 3.3	3.7	3.2
L2-a	2,7	79.4 - 63	58.4	61.7
L2-b	26,5	9.5 - 11.5	10.0	9.0
L2-c	48,5	4.0 - 5.0	5.1	5.1
L3-a	7	45.8 - 42.5	41.2	49.2
L3-b	29,5	9.1 - 8.9	10.5	12.2
L3-c	47,5	6.3 - 7.0	6.5	7.4

Tabla 1: Resultados de los modelos numéricos: P_{max}

-	e ₀	e _a (mm)		
		EXPER.	FIS. DIST.	FIS. BANDA
S1-a	6,9	2.0 - 1.5	0.75	0.74
S1-b	30,3	3.5 - 2.0	1.15	1.79
S1-c	50,5	8.0 - 4.3	0.58	1.46
S2-a	2,5	1.1 - 6.7	0.36	0.42
S2-b	26	5.1 - 6.0	1.27	1.28
S2-c	49,5	3.5 - 3.5	1.76	1.15
S3-a	3	0.5 - 0.7	0.40	0.53
S3-b	26,1	-- 3.3	1.20	1.30
S3-c	46,5	-- 5.0	1.60	1.20
M1-a	6	4.0 - 4.9	2.10	2.16
M1-b	28	7.0 - 5.5	4.75	2.80
M1-c	46,5	8.4 - 7.0	2.96	3.75
M2-a	2	2.4 - 2.5	1.40	1.16
M2-b	28,5	10.5 - 9.9	4.50	2.94
M2-c	50,5	12 - 12.4	2.61	2.67
M3-a	7	4.1 - 4.4	2.00	2.95
M3-b	26,5	8.5 - 8.8	4.20	3.26
M3-c	45	11.2 - 8.6	2.89	2.87
L1-a	5,5	8.0 - 5.0	7.00	9.35
L1-b	24,7	10.0 - 12.0	3.50	3.24
L1-c	48,5	25.0 - 23.0	12.5	23.70
L2-a	2,7	13.0 - 8.0	6.50	8.97
L2-b	26,5	15.0 - 20.0	14.00	10.36
L2-c	48,5	30.0 - 30.0	16.25	7.27
L3-a	7	12.0 - 12.0	8.00	9.00
L3-b	29,5	25.0 - 25.0	15.30	10.50
L3-c	47,5	30.0 - 30.0	15.50	30.40

Tabla 2: Resultados de los modelos numéricos: e_a

REFERENCIAS

- [1] Porras-Soriano, R., Ruiz, G., Carmona, J. R., and Yu, C. *Estudio experimental de los paneles de hormigón débilmente armados*, Anales de Mecánica de la Fractura 26, 2:787–792, 2009.
- [2] Carmona, J. R. *Study of cracking processes in reinforced concrete structures*, Ph. D. Thesis, Universidad de Castilla-La Mancha. Ciudad Real. 2006.
- [3] Bažant, Z. P. and Cedolin, L., *Stability of structures*, Dover, Mineola, New York, 2003.
- [4] Ruiz, G., Elices, M. and Planas J. *Experimental Study of Fracture of Lightly Reinforced Concrete beams*, Materials and Structures, 31:683–691, 1998.
- [5] Ruiz, G. and Carmona, J. R. *Estudio experimental sobre propagación de fisuras en modo-mixto en vigas de hormigón armado*, Anales de Mecánica de la Fractura 23, 353–358, 2006.
- [6] Carmona, J. R., Ruiz, G. and Porras-Soriano, R. *Modelo numérico para analizar el comportamiento a pandeo de paneles esbeltos de hormigón armado*, Anales de Mecánica de la Fractura 25, 2:787–792, 2008.
- [7] Bažant, Z.P. y Oh, B.H. *Crack Band Theory for Fracture of Concrete*, Materials and Structures, RILEM, 16:155–177, 1983.

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan su agradecimiento a la empresa IN-DAGSA perteneciente al Grupo Ortiz por la financiación concedida para realizar esta investigación. Así como a la ayuda PAI08-0196, de la Junta de Comunidades de Castilla-La Mancha.