

## CAPÍTULO 6

### COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS A FLEXIÓN

#### 6.1. INTRODUCCIÓN

Siguiendo con el planteamiento de la caracterización del elemento frente a distintas acciones mecánicas, el presente capítulo pretende el análisis del panel sometido a flexión, determinando las posibilidades estructurales del elemento como forjado. El estudio está encaminado a proponer una formulación para el cálculo de la deformabilidad, basado en los trabajos propuestos por Branson, si bien adaptado a las características específicas de estos elementos.

Los **objetivos** son:

- Comprobar la respuesta frente a situaciones de rotura del panel, determinando la flecha máxima en el centro del vano, analizando el comportamiento estructural de estos paneles para emplearlos como losas de forjados.
- Determinar del módulo de deformación longitudinal del panel, para considerarlo en los cálculos posteriores.
- Plantear una modelación numérica, que permita establecer el comportamiento a flexión del panel.
- Proponer una formulación para el cálculo de la deformabilidad, corroborada con los resultados experimentales.

Para llevar a cabo los objetivos planteados, inicialmente se diseñó una campaña de ensayos sobre una losa fabricada con paneles aligerados, midiendo a través de

transductores, los movimientos horizontales y verticales para diferentes escalones de carga. Luego, tomando como base los resultados obtenidos experimentalmente, se plantea una modelación numérica en el ámbito lineal, mediante el programa estructural SAP 2000.

Finalmente, el análisis de los resultados tanto experimentales como numéricos, permiten proponer un procedimiento para el cálculo de este tipo de paneles sometidos a flexión, especificando el comportamiento frente a un estado límite de servicio (deformabilidad). Todo lo anterior siguiendo con la aplicación de la normativa española vigente (EHE) en todos los parámetros establecidos en ella referentes a este caso.

## 6.2. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

### 6.2.1. Características generales de la losa

Para esta campaña experimental, se llevó a cabo una losa de forjado de 2.400 mm de ancho por 3.900 mm de largo, con 3.600 mm de luz libre. La figura 6.1 muestra un esquema general del panel con la disposición de cada una de las capas de hormigón y así mismo la armadura que lo compone. En los extremos, se dispuso un zuncho de borde para que formara una pequeña viga, conformada por 4 barras de 8 mm de diámetro. En la tabla 6.1 se muestran las características generales del panel ensayado, siguiendo la conformación geométrica especificada en la figura 6.1.

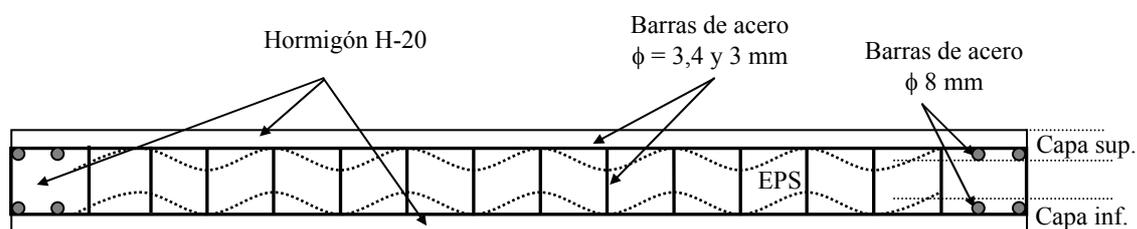


Figura 6.1: Conformación general del panel aligerado, tipo forjado

Panel N°	Material	Espesor (mm)			Canto total (mm)	Dimensiones (mm)
		EPS	Capa sup.	Capa inf.		
1	Hormigón H-20	100	60	40	200	2400 x 3900

Tabla 6.1: Características generales del panel ensayado a flexión

La esquematización del ensayo se realizó mediante apoyos simples, permitiendo el giro y los desplazamientos horizontales, se podría considerar que no refleja exactamente la realidad ya que en la misma hay un cierto impedimento de esos movimientos horizontales. En cualquier caso se considera que el ensayo es suficientemente representativo para los objetivos perseguidos en el mismo.

Para tener conocimiento preciso de los movimientos en el ensayo se dispusieron de transductores de medida que registraron esos desplazamientos, conduciendo a resultados altamente satisfactorios como se muestra con posterioridad.

En la figura 6.2 puede verse la configuración básica del ensayo, junto con los transductores dispuestos para el mismo, así como un detalle de uno de los transductores horizontales.



*Figura 6.2: Vista general del ensayo y detalle de uno de los transductores horizontales ubicado en un extremo de la losa*

## 6.2.2. Fabricación de la losa de ensayo

- **Muros de apoyo**

Los muros de apoyo de la losa se realizaron mediante la unión de dos paneles aligerados, tal y como se describen en capítulos anteriores y cuya armadura se observa en la figura 6.3. Cada uno de los muros de apoyo tiene una altura de 900 mm y una longitud de 2.400 mm, se anclaron al suelo por medio de esperas, barras de 8 mm diámetro y 600 mm de largo (6 a cada lado, separadas cada 400 mm) tal como puede verse en la citada figura. En el contorno de cada muro, al igual que la losa, se instalaron unas mallas ( $\phi = 3,4$  mm) en forma de U para dar luego mayor agarre al mortero proyectado.

En la parte superior de los muros, en el extremo interno, se colocó un tubo de acero que representa la rótula de apoyo. Este tubo está anclado al muro mediante barras, tal como puede verse en la figura 6.3.

Los diferentes elementos que conforman la estructura ensayada se realizaron en diferentes fechas, así los muros de apoyos fueron hormigonados con anterioridad a la losa, fabricados la última semana de enero y la losa de forjado ensayada, se hormigonó el día 10

de febrero de 2003. La fecha de ensayo fue el 4 de marzo de 2003, cuando la misma tenía 22 días de edad.

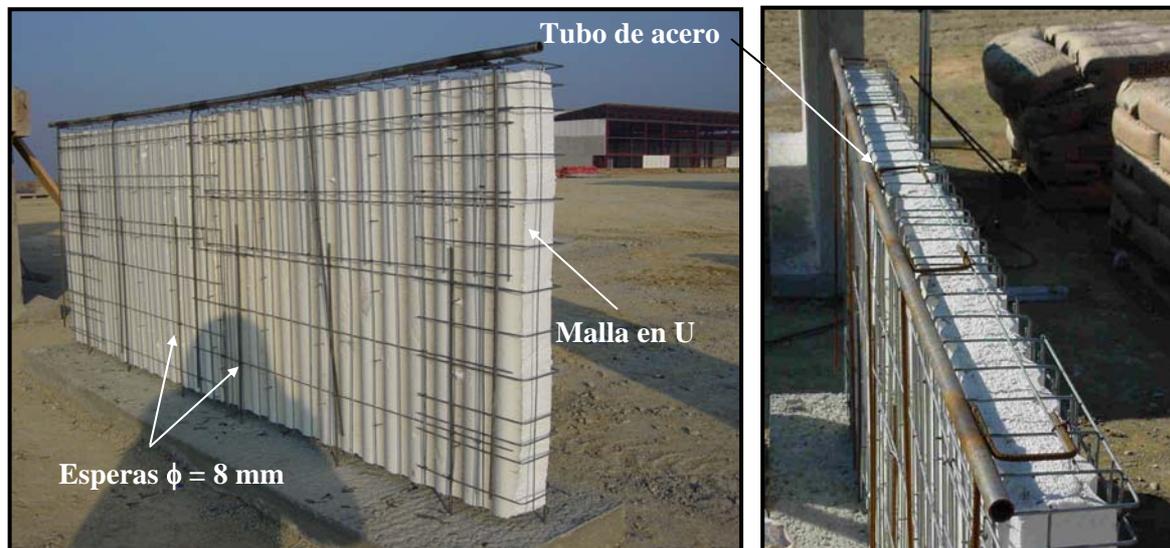


Figura 6.3: Armado del muro de apoyo y detalle del tubo de coronación en el apoyo

Ese contacto directo puede influir ligeramente en la etapa inicial de resultados, si bien la resistencia a tracción de un hormigón fabricado sobre otro ya endurecido es pequeña y la flexión que se introduce (y consecuentes tracciones) en la zona del muro tras la rótula dan lugar a fisuras, tal como es de esperar. Con posterioridad se muestra este comportamiento.

- **Losa de forjado**

La fabricación de la losa se efectuó con dos paneles aligerados con iguales características a las que se describen en capítulos anteriores; solapados entre sí, para conseguir una dimensión de 2.400 mm x 3.900 mm.

Se realizó una previsión de carga última (incluidos los coeficientes de seguridad) de  $6,0 \times 10^{-3}$  MPa. La malla espacial que conforma la losa es de acero galvanizado electrosoldada, con un diámetro de 3,4 mm, formando una retícula de 150 x 75 mm, unida por conectores de diámetro 3 mm, que forman una retícula de 150 x 240 mm. Hay que reseñar que un porcentaje significativo de estos conectores no estaban bien soldados, representando en algunas alineaciones hasta el 40% de las mismas y en el conjunto de la losa situándose en el entorno del 25%. Estas dificultades de conexión deberían resolverse cara al futuro, dado que como se estudió en capítulos anteriores esto puede tener influencia estructural.

El espesor total de la losa es de 200 mm, compuestos, tal como puede verse en la figura 6.4, por:

- Una losa inferior de 40 mm de hormigón H-20 (densidad  $2.400 \text{ kg/m}^3$ )

- Una capa de poliestireno expandido de 100 mm, de densidad  $25 \text{ kg/m}^3$  y
- Una losa superior de 60 mm del mismo hormigón H-20 que la capa inferior.

El peso propio de una losa de estas características es de  $2,45 \times 10^{-3} \text{ MPa}$ , considerado un peso de las mallas y conectores de  $3,0 \times 10^{-5} \text{ MPa}$ .

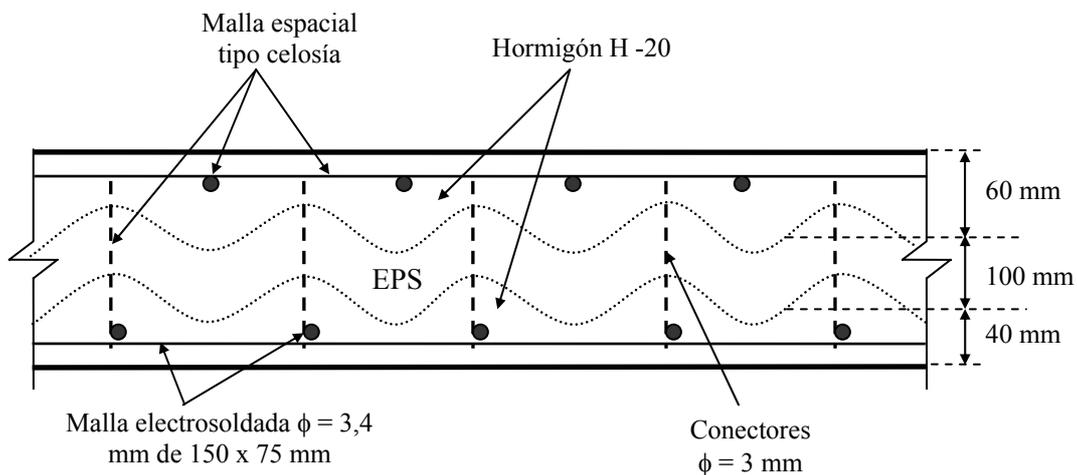


Figura 6.4: Conformación general del panel aligerado a ensayar a flexión

En la figura 6.5 puede verse la configuración general de los paneles antes de su colocación, no habiéndose dispuesto de ningún tipo de refuerzo adicional (armadura pasiva). En los bordes de los paneles de losa, se dispuso de un anillo de borde resuelto mediante unas mallas de las mismas características ( $\phi = 3,4 \text{ mm}$ ), en forma de U (figura 6.5) y para darle un recubrimiento en el entorno y mayor rigidez, la malla se dejó separada del panel 150 mm a cada lado, para que formara una pequeña viga conformada por 4 barras de 8 mm de diámetro, tal como puede verse en la figura 6.6.



Figura 6.5: Paneles de la losa

Figura 6.6: Anillo de borde

Una vez que los muros fueron hormigonados mediante la aplicación de un mortero proyectado (enfoscado), la losa se efectuó directamente sobre el muro y el encofrado que se había dispuesto para tal fin, como se observa en la figura 6.7. La forma de hormigonar la misma fue la siguiente:

- En primer lugar se hormigonaron los 40 mm de la losa inferior, tal como se muestra en la figura 6.8.
- A continuación se colocó los paneles de la losa (mostrados en la figura 6.5) tal como se observa en la figura 6.9.
- Por último se hormigonó los 60 mm de la losa superior tal como se observa en la figura 6.10. En esta losa se procedió a un regleado y una compactación con vibrado de aguja con los operarios encima de la losa para que no se levantase el panel. Asimismo se procedió a vibrar el encofrado para facilitar la penetración del panel en la capa inferior.



*Figura 6.7: Encofrado losa*



*Figura 6.8: Hormigonado losa inferior*



*Figura 6.9: Colocación del panel de la losa*



*Figura 6.10: Hormigonado losa superior*

Este no es el proceso inicialmente propuesto para ejecutar en obra, ya que en el mismo, la capa de la parte inferior de la losa, se tiene planteada su ejecución, mediante mortero proyectado (enfoscado). Ahora bien, debido a las condiciones de altura de los apoyos, por un lado, y por otro lado, las ventajas económicas que representa esta alternativa constructiva (costumbre de operarios, menores costes, etc.), se acordó ejecutar la opción explicada, para poner a punto y ver las dificultades que pudiesen aparecer. A la luz de los resultados de acabados obtenidos se puede considerar, esta opción, como muy satisfactoria.

### 6.2.3. Sistema de medida

Para la medición de las deformaciones se instalaron 7 transductores de medición tipo TEMPOS UNEX (LVDT) en diferentes puntos y por distintas razones, tal como muestra la figura 6.11:

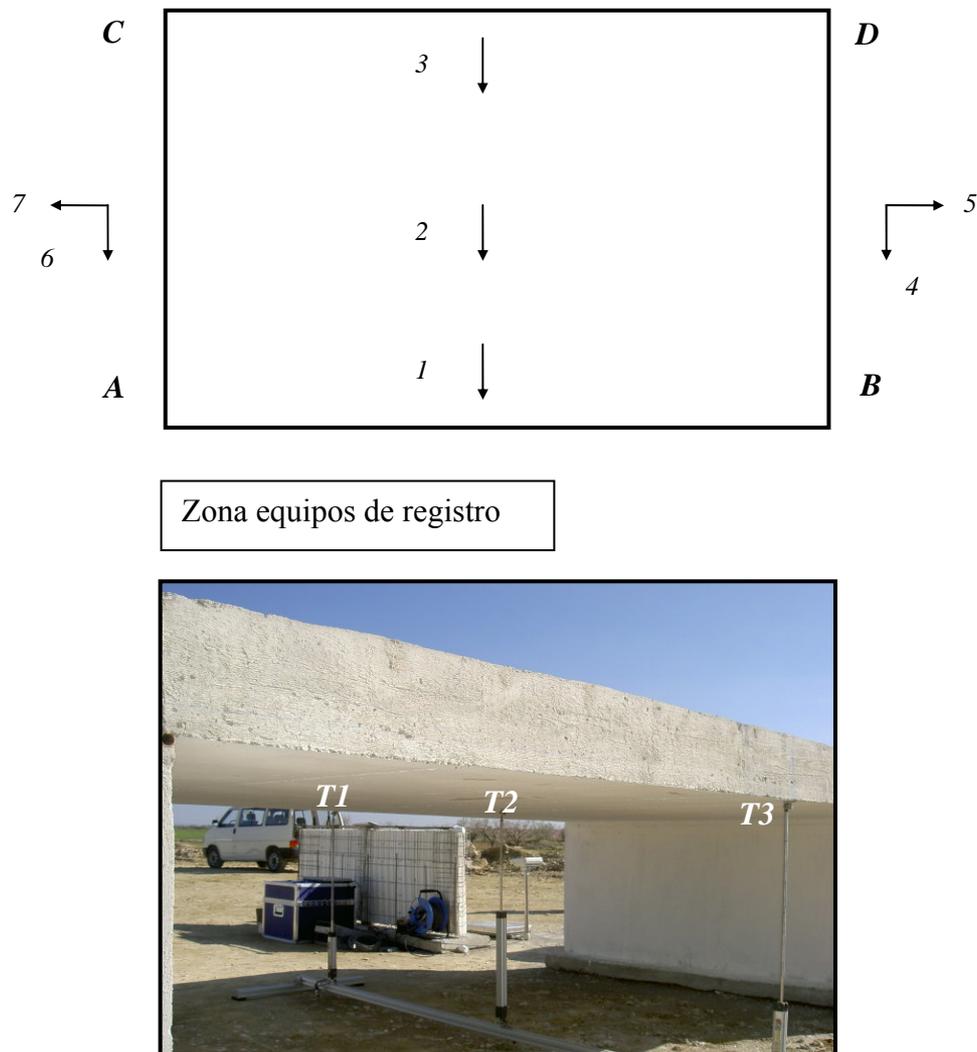
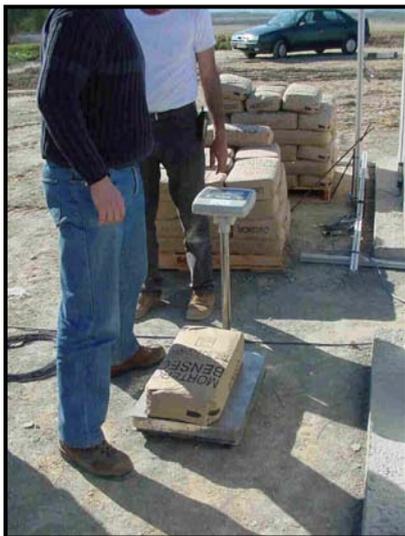


Figura 6.11: Disposición de los transductores y vista del montaje de los transductores centrales. Al fondo se ve la disposición de los equipos para el registro de datos

- Transductores 1, 2 y 3 para ver deformación vertical en sección central y analizar el funcionamiento del reparto transversal
- Transductores 4 y 6 para ver los movimientos verticales de los apoyos en el eje de simetría del panel. Estos, junto al transductor N° 2, permiten definir la deformada de dicho eje de simetría.
- Transductores 5 y 7 para ver los movimientos horizontales de los apoyos en el eje de simetría del panel.

#### 6.2.4. Sistema de carga

La carga se efectuó mediante sacos de mortero de 300 N aproximadamente. No obstante con objeto de conocer con mayor precisión el peso de la sobrecarga, se confirmó el peso de los sacos de mortero, mediante pesadas aleatorias en las primeras etapas de carga, tal como puede verse en la figura 6.12. Los resultados de las 10 pesadas realizadas se muestran en la tabla 6.2, en ella se observa una variación significativa respecto al valor teórico, situada en el entorno del 12,5 %.



Número	Peso (en N)
1	261,8
2	262,0
3	269,3
4	260,9
5	262,8
6	259,8
7	266,4
8	261,5
9	265,6
10	256,1
<b>Promedio</b>	<b>262,6</b>

Figura 6.12: Pesaje sacos de mortero

Tabla 6.2: Resultados pesaje sacos de mortero

Para ayudar en la ordenación de la carga, se pintó en la superficie el área que debería cubrir cada saco, tal como puede verse en la figura 6.13. Para cada hilada de sacos el orden de colocación se efectuó del lado *C-D* hacia el lado *A-B*, tal como se muestra en la figura 6.14. Con ello se pretende ver la influencia del reparto transversal de carga.

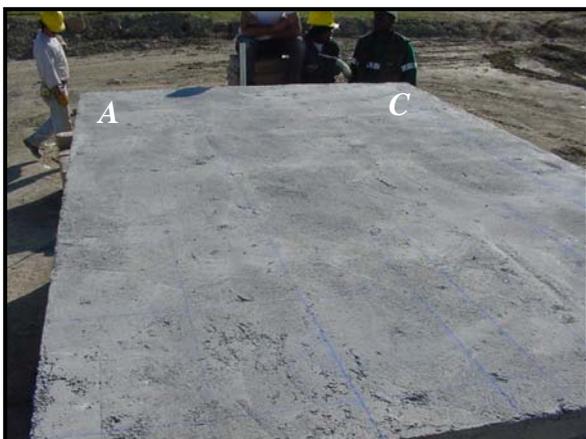


Figura 6.13: Marcas para colocación de sacos

Figura 6.14: Orden de colocación sacos

Tal como se ha dicho, la carga teórica de rotura (incluyendo los coeficientes de seguridad) es del entorno de  $6,0 \times 10^{-3}$  MPa. En el *anexo A.1* se muestra una relación de los cálculos realizados al respecto.

Por ello se planteó alcanzar este nivel de carga mediante 4 escalones de carga, lo que representa una hilada de sacos en toda la superficie (cada saco de mortero mide 500 mm x 300 mm aproximadamente), de forma tal que cada metro cuadrado de losa contiene 6 sacos. Ello implica que por cada hilada se dispondrá de 49 sacos de mortero en toda la superficie de la losa, excepto en el 4º escalón de carga para el cual se dispusieron de 37 sacos y así llegar a la carga teórica de rotura.

En la figura 6.15 se muestra el primer nivel de carga (1ª hilada de sacos) y el nivel correspondiente a la rotura teórica (4ª hilada de sacos). En esta última hilada, se cargaron 17 sacos por metro de ancho en vez de los 21 sacos de las hiladas anteriores, lo que corresponde con la teórica carga de rotura, como se explica anteriormente.



Figura 6.15: Distribución de carga para la 1ª hilada y la carga teórica de rotura

Una vez se alcanzó la carga teórica de rotura, se continuó llenando hiladas de sacos y registrando las deformaciones hasta la 6ª hilada, donde se retiraron los transductores de

medidas por seguridad, habiéndose llegado a cargar hasta una 8ª hilada, tal como puede verse en la figura 6.16. En esta situación se mantuvo 20 horas, procediéndose a descargar al día siguiente. En ese período se tomaron las medidas de protección (acceso) que pueden verse en la citada figura.

El nivel de sobrecarga que representa la 8ª hilada es de  $1,19 \times 10^{-2}$  MPa, lo que unido al peso propio representa una carga total de  $1,43 \times 10^{-2}$  MPa, tal como puede verse en el *anexo A.1*.



Figura 6.16: Distribución de carga para la 8ª hilada, mantenida durante 20 horas

Dentro del registro continuo de las deformaciones, para cada nivel de carga se consideró como puntos de referencia, que después se señalan en los resultados, el momento inicio de carga del escalón (corresponde al final del escalón anterior), el final de la carga de los sacos y un período de estabilización, con un tiempo variable en el entorno de los 15 minutos para incluir el efecto de la fluencia de carga. Este planteamiento se recoge en la figura 6.17.

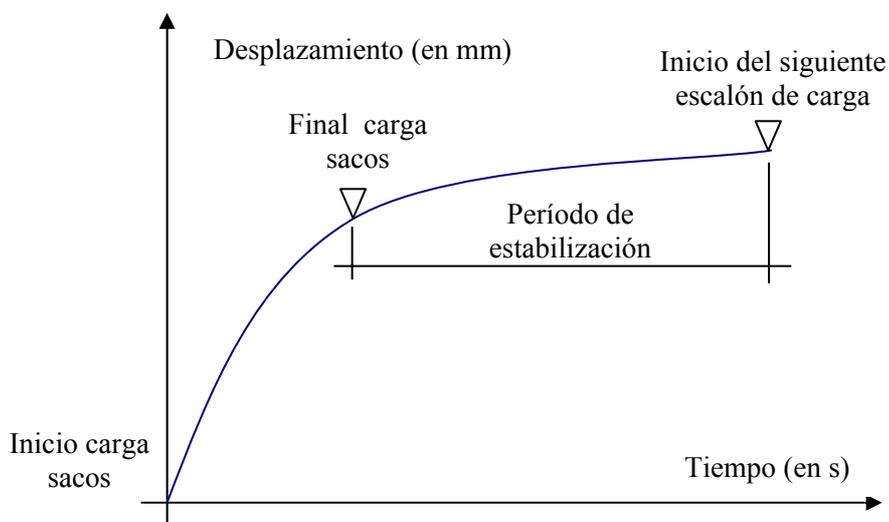


Figura 6.17: Esquema de medidas y tiempo para un escalón de carga genérico

Se da por finalizado este período cuando se observa una cierta estabilización en la deformación, procediendo a iniciar una nueva fase de carga (figura 6.17).

### 6.2.5. Ensayo módulo de deformación longitudinal

Con objeto de tener una orientación sobre el valor del módulo de deformación del hormigón empleado, se realizó el ensayo de módulo en una probeta cilíndrica de 150 x 300 mm, tomada por la empresa de control el día que se hormigonó la losa. Dicho ensayo se llevó a cabo el día 31 de marzo de 2003, en las instalaciones del Laboratorio de Tecnología de las Estructuras de la Universidad Politécnica de Cataluña.

Las probetas de control, ensayadas por la empresa de control, conducían a un valor medio de la resistencia a compresión de 27,5 MPa, lo que representa una carga de 485 kN. Para el ensayo de módulo de deformación longitudinal se realizaron tres ciclos de carga descarga, llegándose hasta el 40% de la carga teórica de rotura (esto es, 190 kN).

La configuración del ensayo realizado en una prensa IBERTEST de 2000 kN de carga máxima, ésta puede verse en la figura 6.18. En ella se observan 2 de los 3 transductores LVDT instalados a 120° según meridianos, en la zona central de la probeta. Los mismos se apoyaron sobre dos anillos que rodean la probeta, con una separación entre ellos de 150 mm.

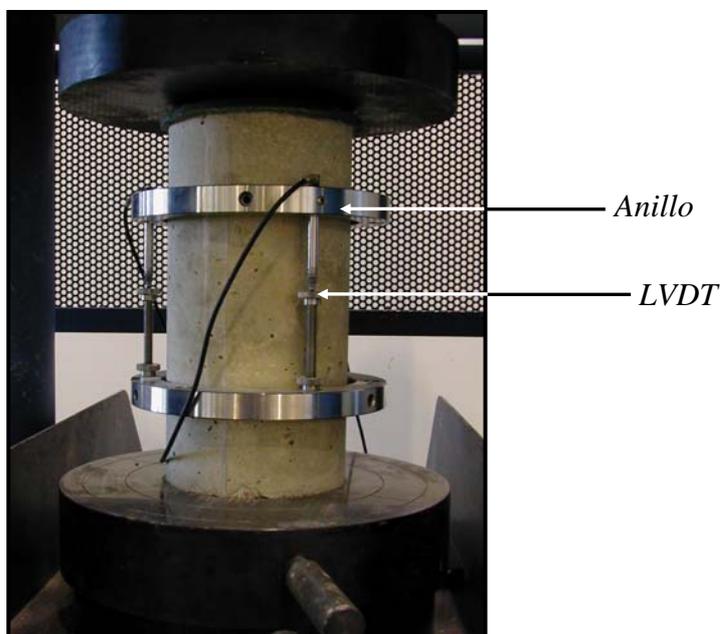


Figura 6.18: Disposición de la probeta de hormigón para el ensayo de módulo de deformación longitudinal

### 6.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS EXPERIMENTALMENTE

#### 6.3.1. Deformaciones verticales: Flechas

En la tabla 6.3 se presentan los resultados de las **deformaciones verticales** medidas en los diferentes transductores utilizados a tal efecto (1, 2, 3, 4 y 6), descritos en el apartado 6.2.3. En ella se dispone de una primera columna con los escalones de carga, que corresponden a cada una de las deformaciones registradas (mediante transductores o manualmente). Hay que recordar que los transductores se mantuvieron hasta el sexto escalón de carga, lo que representa un 150% de la carga última teórica. En ese momento se retiraron para evitar riesgos a las personas y a los equipos. Cada escalón de carga se subdivide en dos filas: la primera representa el punto donde se finaliza la carga de sacos y la segunda fila representa el final del período de estabilización de acuerdo a lo descrito en la figura 6.17.

Escalón de carga (%)	Transductores (en mm)					Flecha (en mm)	
	1	2	3	4	6	Long.	Transv.
0	0,002	0,007	0,008	0,005	0,002	0,004	0,002
25	1,08	1,08	1,03	0,035	0,018	1,056	0,025
	1,35	1,25	1,37	0,037	0,083	1,199	-0,102
50	3,98	4,13	4,09	0,088	0,606	3,785	0,095
	4,77	5,13	5,01	0,101	0,768	4,702	0,240
75	8,72	9,04	9,19	0,724	1,305	8,027	0,079
	9,76	10,28	10,38	0,868	1,430	9,132	0,205
100	12,50	13,44	13,38	1,268	1,744	11,943	0,506
	13,51	14,59	14,75	1,381	1,898	12,956	0,462
125	16,93	18,88	19,38	1,827	2,283	16,826	0,721
	18,83	20,89	21,20	1,975	2,429	18,688	0,871
150	19,65	21,76	22,06	2,017	2,520	19,494	0,901
175	--	--	--	--	--	--	--
200	--	--	≈ 27	--	--	≈ 24,5	--
Mantenida 20 Horas	--	--	+ 28,00	≈ 4	≈ 6	≈ 52,5	--
Recuperación	--	--	- 25,00	≈ 4	≈ 6	≈ 30,0	--

Tabla 6.3: Resultados de las mediciones en los transductores verticales

Con posterioridad al escalón del 150%, las medidas se hicieron de forma manual, con una cinta estándar, en la zona donde se situaba el transductor central N° 3, tal como puede verse en la figura 6.19. Estas medidas se determinan por diferencia entre la altura inicial y la altura en ese punto tras la deformación. Puede observarse, en la tabla 6.3, el elevado valor de la flecha diferida, lo que corresponde con los elevados niveles de carga.

Asimismo, puede observarse la recuperación de la flecha tras la descarga, la cual está en el mismo orden de magnitud que la flecha al final del proceso de carga. En la figura 6.20 se presenta el aspecto de la deformada de la losa al finalizar el proceso de carga, antes

del mantenimiento de la carga durante 20 horas, apreciándose claramente la flecha en el centro de vano.

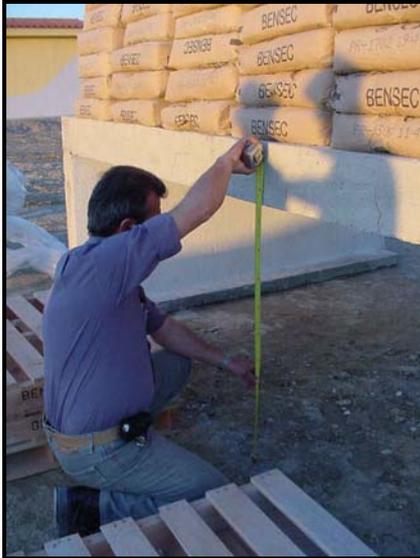


Figura 6.19: Medición manual

Figura 6.20: Deformada para la máxima carga

En la citada tabla 6.3 se muestra la flecha longitudinal (según el eje que representan los transductores 4, 2 y 6) y la flecha transversal (según el eje que forman los transductores 1, 2 y 3). Los valores definidos (en mm) representan la flecha en la vertical del transductor N° 2, esto es, en el centro de la losa, tal como se muestra en la figura 6.21 y según la ecuación 6.1. Con relación a las medidas de los transductores verticales 4 y 6 situados en los apoyos, cabe señalar que las deformaciones son muy similares en ambos casos y evidentemente pequeñas.

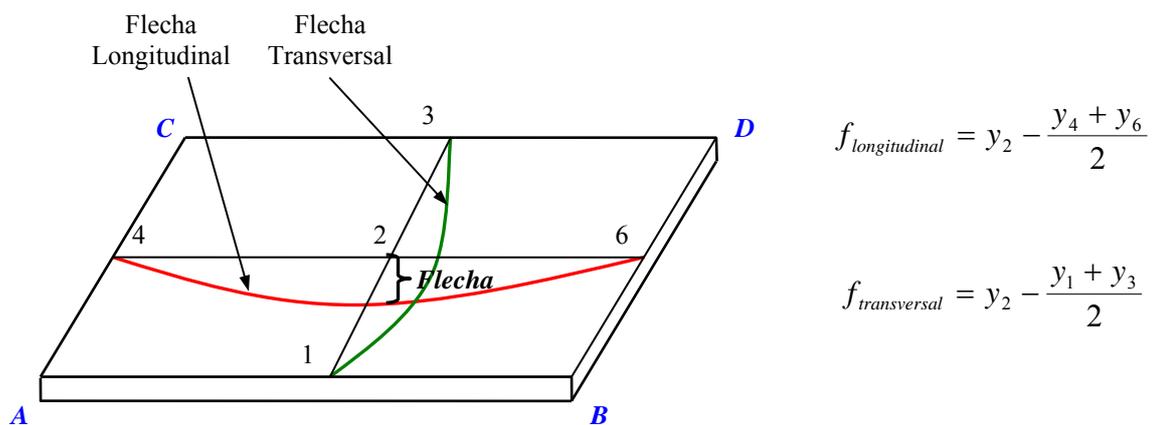


Figura 6.21: Esquema de representación de la flecha longitudinal y transversal en el centro de la losa

En definitiva, la obtención de la flecha en el centro del vano (transductor N° 2) está dada por:

$$Flecha = y_j - \frac{y_i + y_k}{2} \quad (\text{Ec. 6.1})$$

Con respecto al **efecto del reparto transversal** de cargas, en la última columna de la tabla 6.3 se presenta la flecha transversal en la sección central. En ella puede apreciarse que para los primeros escalones de carga, la deformada es muy similar, lo que reflejaría que toda la sección flecha como una recta. Sin embargo, a medida que aumenta el nivel de carga, se muestra la existencia de una flecha en el centro, esto es, baja más el centro que los bordes, lo cual refleja un comportamiento de losas, en el que los bordes son más rígidos que el centro como se observa en la figura 6.5.

Por otro lado, en la figura 6.22 se muestra el registro en continuidad de los transductores situados sobre la sección central (1, 2 y 3), lo que permite visualizar los diferentes escalones de carga.

En ella puede observarse los desplazamientos de los tres transductores de la sección central mantienen una tendencia común y un orden de magnitud muy próximo. No obstante, el transductor N° 1, es el que sistemáticamente mantiene menores valores. Ello es concordante con el sistema de aplicación de la carga, ya que la alineación A-B, donde se sitúa el transductor, es el lado más alejado del inicio de la carga. La diferencia podría representar, en parte, la distinta fluencia en carga de cada una de las zonas. En esta figura puede observarse, asimismo, los diferentes escalones y tiempos de cada uno de ellos.

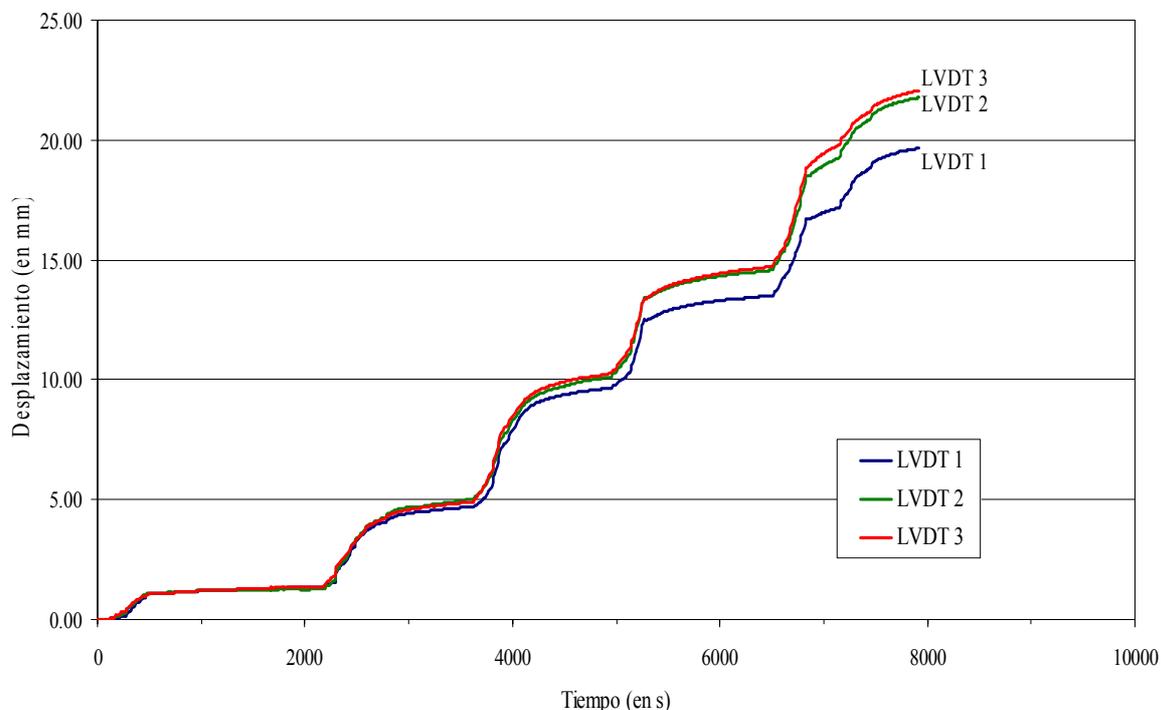


Figura 6.22: Deformaciones de los transductores situados en la sección centro vano (Transductores N° 1, 2 y 3)

En la figura 6.23 se dibujan las rectas que unen el inicio de cada escalón de carga con el punto que se ha definido de final de carga (antes del período de estabilización según la figura 6.17). La ordenada de la figura representa las cargas totales en toda la superficie de la losa. En ella puede apreciarse que la línea correspondiente a la puesta en carga de la 1ª hilada tiene una pendiente mayor (medidas en N/mm) que el resto, como consecuencia lógica de la existencia de fisuras en ese escalón de carga. Sin embargo, las pendientes de los otros escalones de carga mantienen valores similares.

Las diferencias entre estas pueden ser función de la dificultad de colocación de los sacos y del nivel tensional del elemento, para cada una de las filas.

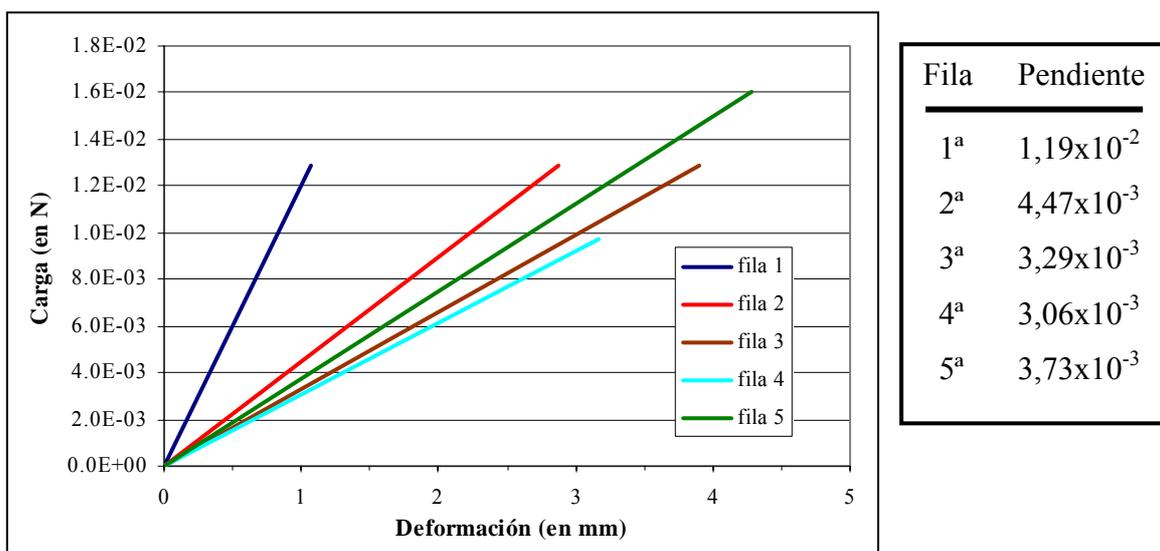


Figura 6.23: Pendientes de cada uno de los escalones de carga

### 6.3.2. Deformaciones horizontales: Flechas

Tal como se ha comentado en el apartado 6.2.3 se dispusieron de transductores horizontales en el eje central (Nº 2, 4 y 6), cara a analizar los desplazamientos que se producían a media altura de la losa. Los resultados obtenidos de los transductores Nº 5 y 7 se muestran en la tabla 6.4.

El signo positivo de todos los resultados expuestos en la tabla citada, representa acortamiento, esto es, un acercamiento de los puntos base de medida, lo que conlleva a un resultado coherente con la flexión que se produce.

Escalón de Carga (%)	Transductores horizontales (en mm)	
	5	7
0	0,009	0,000
25	0,001	0,186
	0,020	0,201
50	1,105	1,445
	1,457	1,977
75	1,551	2,418
	1,542	2,631
100	1,542	3,036
	1,556	3,280
125	1,550	3,787
	1,553	4,214
150	1,567	4,457

Tabla 6.4: Resultados de las mediciones de los transductores horizontales

Asimismo, en la figura 6.24 se muestra en continuo los resultados obtenidos para los transductores verticales y horizontales asociados en la zona de apoyos, en el eje central de la losa.

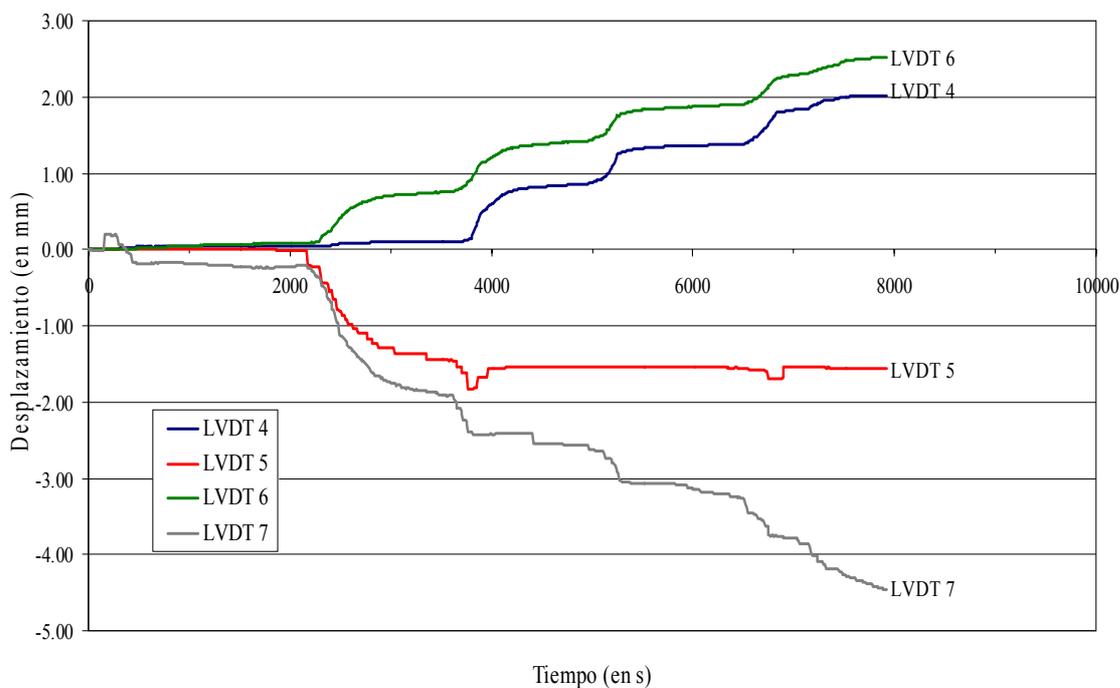


Figura 6.24: Desplazamientos horizontales (transductores 5 y 7) y desplazamientos verticales (transductores 4 y 6) en apoyos

Los mayores valores de deformaciones del transductor N° 7, respecto al N° 5, están en línea con los mayores valores del transductor vertical asociado (N° 6), respecto al N° 4. Sin embargo, la inclinación que podría representar el plano de borde del panel en ambos extremos es similar, lo que mantiene un comportamiento con alto grado de simetría, como era de esperar, si bien el eje A-C es el que alcanza mayores deformaciones.

Por otro lado, el transductor N° 5, muestra un comportamiento anómalo a partir del 3<sup>er</sup> escalón de carga, entendiendo que la medida a partir de ese escalón no es representativa, para no entrar en cuestionamientos referentes a desplazamientos horizontales del conjunto de la losa.

### 6.3.3. Fisuración del elemento

- **Fisuración por flexión**

A medida que se fue cargando se hizo un levantamiento de las fisuras que se iban produciendo. Este levantamiento se mantuvo hasta el 5° escalón y no con posterioridad para evitar riesgos. En la figura 6.25 se muestran las fisuras de flexión registradas en la superficie inferior de la losa. Tal como se ha comentado con anterioridad, las primeras fisuras aparecen tras el primer escalón de carga y en la zona central, principalmente. A medida que se va cargando las fisuras o bien se propagan, o aparecen unas nuevas, todas ellas paralelas al lado corto de la losa (ejes A-C o B-D).

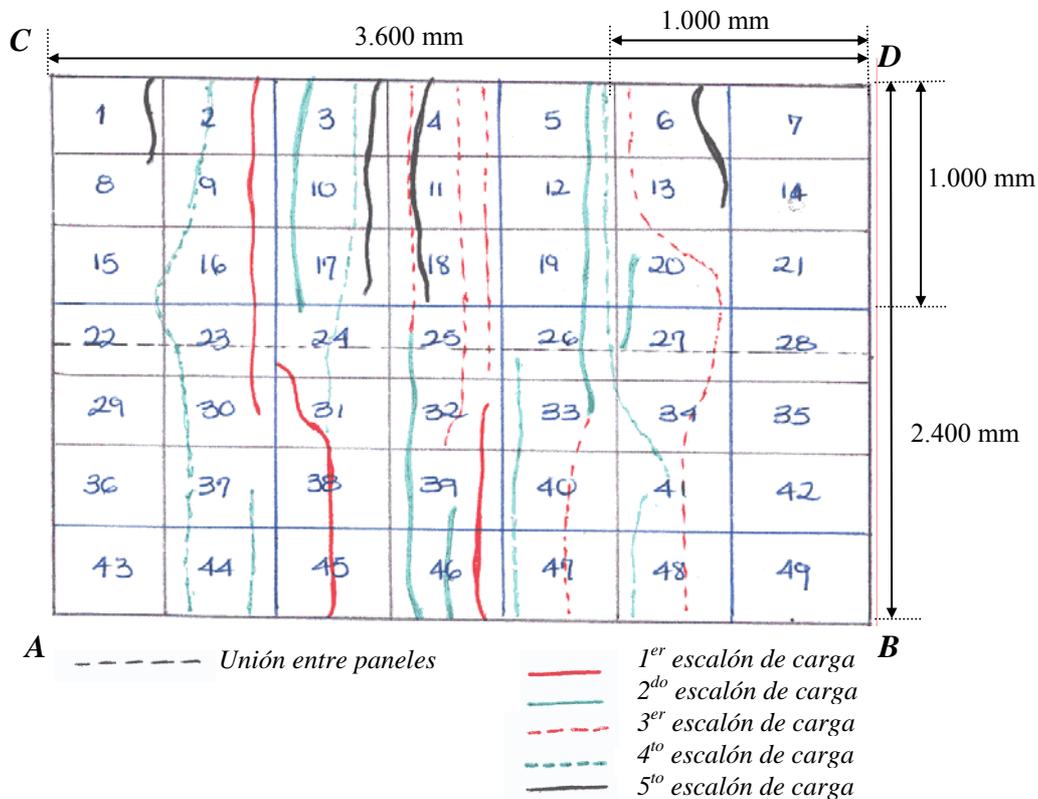


Figura 6.25: Levantamiento de fisuras para los distintos escalones de carga

En la figura 6.26 se muestra el aspecto de la 1ª fisura, con origen en el lado A-B en el entorno del 40% de la longitud del lado a partir del vértice A. En ella puede verse que dicha fisura se propaga por el canto de la losa, alcanzando la losa superior del panel.



*Figura 6.26: Vista inferior y frontal de la 1ª fisura y propagación por el canto de la losa*

En la figura 6.27 se muestran diferentes fisuras para situaciones posteriores de carga, de acuerdo con el esquema de fisuras mostrado en la figura 6.25. Hay que insistir en el carácter distribuido de las fisuras, con anchuras pequeñas de las mismas, siendo favorable, frente a una situación de pocas fisuras y anchos mayores de las mismas.



*Figura 6.27: Diversas fisuras para estados avanzados de carga*

- **Fisuración por cortante**

En la losa sólo se pudieron observar fisuras de este tipo para escalones elevados de carga, la figura 6.28 muestra la fisura aparecida en el apoyo C en el 6º escalón de carga. El origen de la misma se sitúa en la rótula del apoyo, elevándose con una inclinación próxima a los 30°.



Figura 6.28: Fisuración por cortante en el canto de la zona del apoyo C

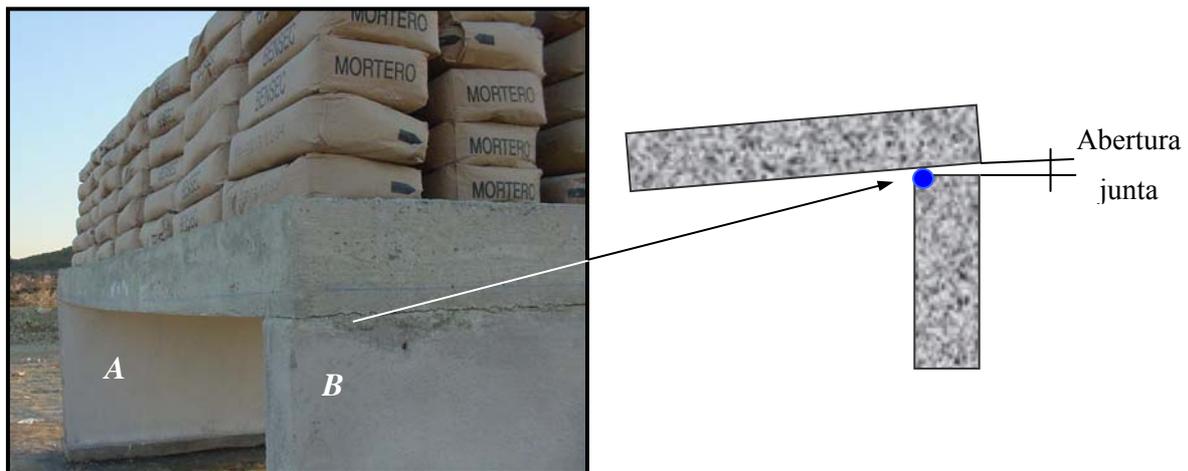
En la figura 6.29 se muestra el apoyo D para el 2º escalón de carga y para el 6º. En dicho apoyo no aparece fisuración de cortante alguna. Esto unido a que la fisuración en el apoyo C aparece para un nivel alto de carga, hace que el comportamiento frente a esfuerzo cortante sea bueno, lo cual, probablemente, responde a la celosía existente. No obstante, se entiende debe profundizarse en esta dirección y en el modelo estructural que lo demuestre.



Figura 6.29: Zona apoyo D, para el 2º y 6º escalón de carga. No aparición de fisuras debidas al esfuerzo cortante

- **Apertura juntas en los apoyos**

En los apoyos, como consecuencia del giro sobre el tubo metálico que lo constituye, debería girar el extremo de la losa y producirse un despegue en el final de la misma, tal como se muestra en la figura 6.30.



*Figura 6.30: Apertura de junta en el apoyo B para el 6º escalón de carga*

En la figura 6.31 se muestra un primer plano de la apertura de la junta del apoyo A, para dos escalones de carga diferentes (2º y 6º)



*Figura 6.31: Apertura de junta en el apoyo A para el 2º y 6º escalón de carga*

#### **6.3.4. Módulo de deformación longitudinal ( $E_c$ )**

Tal como se señaló en el apartado 6.2.5, la determinación del módulo de deformación longitudinal  $E_c$  se realiza mediante ciclos, llevándose con posterioridad a rotura. La carga de rotura fue de 503,1 kN lo que implica una resistencia de 28,47 MPa.

En la figura 6.32 se muestra el segundo y tercer ciclo de carga y descarga de la probeta. Tal como se menciona anteriormente, el primer ciclo no se considera, por lo que implica de acomodación del equipo.

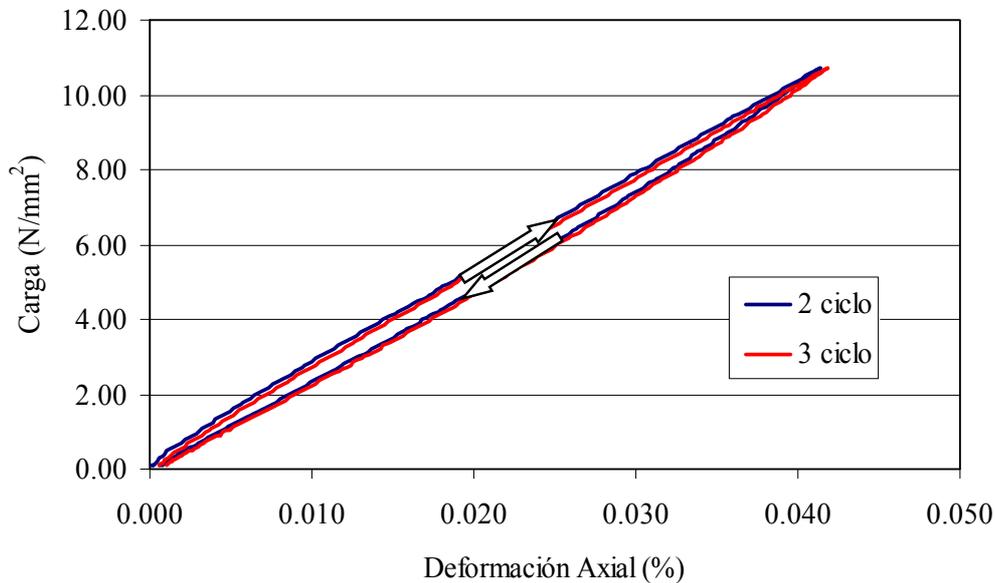


Figura 6.32: Módulo de deformación longitudinal, 2º y 3º ciclo de carga y descarga

La determinación del módulo de deformación longitudinal, de acuerdo con lo descrito, conduce a los siguientes valores del módulo:

- Segundo ciclo de carga:  $E_c = 25.506 \text{ MPa}$
- Tercer ciclo de carga:  $E_c = 25.491 \text{ MPa}$

Para la obtención de un único módulo de deformación longitudinal  $E_c$  se toma un promedio entre estos dos valores, obteniéndose el siguiente valor del módulo de deformación longitudinal  $E_c$ :

$$E_c = 25.498,5 \text{ MPa}$$

Sí se compara este valor, con el propuesto por la normativa española vigente [EHE, 1999]

$$E_j = 8.500 \sqrt[3]{f_{cm,j}} \quad (\text{Ec. 6.2})$$

Tomando como valor de  $f_{cm,j} = 27,5 \text{ MPa}$ , dado en el apartado 6.2.5 (resultado obtenido de las probetas de control), se obtiene el valor del módulo de deformación longitudinal  $E_c$ :

$$E_c = 25.656 \text{ MPa (según EHE)}$$

A la luz de las diferencias del valor del módulo de deformación longitudinal ( $E_c$ ) del hormigón colocado respecto al obtenido en probeta moldeada, parece probable, que el módulo del hormigón colocado en el elemento sea algo inferior al valor obtenido en probeta, dado que en aquel, las condiciones de compactación son diferentes, así como la forma de trabajo.

Esta variación, conceptualmente posible, será en cualquier caso pequeña, siendo valores muy próximos entre sí, por ello y dado que es más factible la determinación a través de la normativa, se propone que la obtención del módulo se haga a través de ella, según la ecuación 6.2 [EHE, 1999].

### 6.3.5. Determinación de la rigidez sin fisurar y fisurada del elemento

En cada una de estas determinaciones se plantea obtener estos valores mediante dos vías alternativas: a través del cálculo y a través de las mediciones obtenidas de la flecha. El modelo estructural utilizado para ello, es el correspondiente al comportamiento de una viga de hormigón de ancho unidad.

- **Rigidez sin fisurar**

Para la determinación de la rigidez ( $E*I$ ) sin fisurar **mediante el cálculo**, se parte de los valores obtenidos de:

- $E_c = 25.656$  MPa, de acuerdo con EHE (próximo al obtenido en probeta).
- $I_{sin\ fisurar} = 571.160.414$  mm<sup>4</sup> (Anexo **A.I**).

Así la rigidez sin fisurar sería:

$$(E * I)_{sin\ fisurar} = 1,46 E+13 \quad (\text{en Nmm}^2)$$

Ahora bien, para obtener la rigidez sin fisurar **en el ensayo**, se considera que la losa, tal como se ha dicho, se descompone en vigas de ancho unidad cuya flecha en el centro vano es:

$$y = \frac{5}{384} * \left( \frac{pl^4}{EI} \right) \quad (\text{Ec. 6.3})$$

De donde:

$$EI = \frac{5}{384} * \left( \frac{pl^4}{y} \right) \quad (\text{Ec. 6.4})$$

En estas expresiones el valor de la  $p$  representa la sobrecarga por metro lineal (1,48 N/mm) aplicada mediante los sacos, ya que la flecha debida al peso propio ya estaba incorporada y previamente no fue medida.

En la tabla 6.5 se muestra el valor de la flecha instantánea en centro losa, obtenida al finalizar la carga en cada uno de los escalones correspondientes, asimismo se muestra la carga aportada en cada uno de dichos escalones. La rigidez que se denomina instantánea, corresponde al incremento de la carga entre inicio y final para de cada escalón, y la diferencia de flecha asociada es este incremento, tal como puede verse en la figura 6.33, Mientras que en la denominada rigidez diferida, las flechas son las totales correspondientes al escalón de carga. En la citada tabla también se muestra el momento asociado y la curvatura, tanto instantánea como diferida.

Carga (N/mm)		Flecha (mm)		Rigidez (N mm <sup>2</sup> )		M <sub>total</sub>	Curvatura	
Escalón	Total	Inst.	Diferida	Inst.	Diferida	(N mm)	Inst.	Diferida
1,48	1,48	1,05	1,19	3,08E+12	2,72E+12	2410	7,83E-10	8,88E-10
1,48	2,97	2,58	3,50	1,26E+12	9,30E+11	4830	1,92E-09	2,59E-09
1,48	4,46	3,32	4,43	9,80E+11	7,35E+11	7240	2,46E-09	3,28E-09
1,24 <sup>1</sup>	5,70	2,81	3,82	9,65E+11	7,09E+11	9250	2,08E-09	2,83E-09
1,78 <sup>2</sup>	7,48	3,87	5,73	1,01E+12	6,79E+11	12130	2,87E-09	4,25E-09
1,48	8,97	0,80	--	--	--	14540	5,97E-10	--

Corresponde a una carga de 17 y de 25 sacos por metro de ancho, respectivamente

Tabla 6.5: Valores de la rigidez y la curvatura para los diferentes escalones de carga

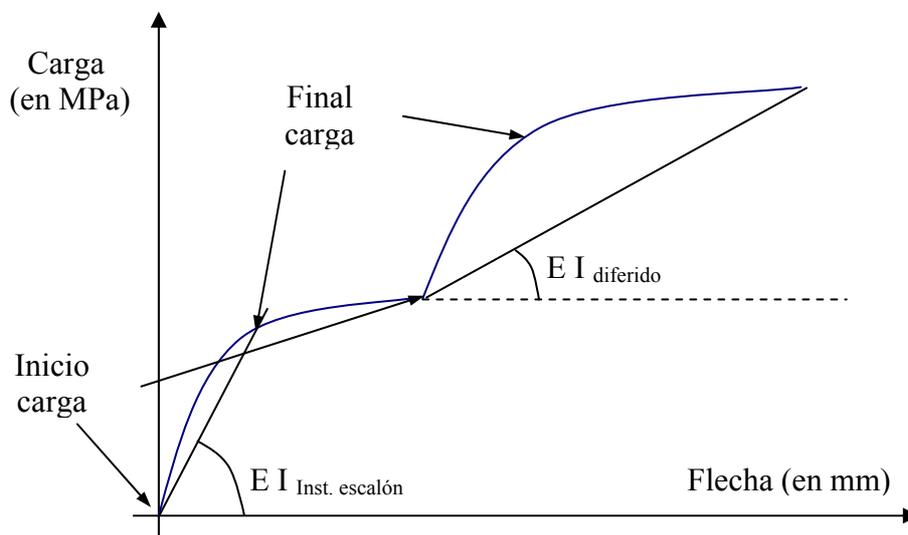


Figura 6.33: Rigidez instantánea y rigidez diferida para cada escalón de carga

Los valores de las rigideces dados en la tabla 6.5 difieren de los mostrados con anterioridad en la figura 6.23. Ello es así, porque en aquella figura hace referencia a cargas totales, mientras que en la tabla 6.5 se hace asociado a las cargas por metro de ancho, de forma tal que multiplicando los valores dados en la tabla 6.5 por el ancho total de la losa, se obtienen valores muy próximos a los mostrados en la figura 6.23.

Ahora bien, tal como se ha comentado en el apartado 6.3.3, la primera fisura de flexión aparece durante el primer escalón de carga, luego para el cálculo de la rigidez sin fisurar se tiene que utilizar sólo los valores de flechas correspondientes a este escalón. En una primera aproximación se considera para una longitud de cálculo de 3.600 mm y para una carga  $p = 1,48$  N/mm, las flechas obtenidas experimentalmente son:

- al terminar de cargar  $y = 1,056$  mm
- al final del escalón  $y = 1,199$  mm

Sustituyendo en la ecuación 6.4 se obtienen los siguientes valores de la rigidez sin fisurar:

$$(E*I)_{\text{sin fisurar}} = 3,08E+12 \text{ (en Nmm}^2\text{)} \text{ al terminar de cargar el 1}^{\text{er}} \text{ escalón.}$$

$$(E*I)_{\text{sin fisurar}} = 2,72E+12 \text{ (en Nmm}^2\text{)} \text{ final del escalón (tras período de estabilización)}$$

El valor de la rigidez instantánea obtenido experimentalmente representa el 21% del valor estimado mediante el cálculo. Esto es para la sección sin fisurar se cumple que

$$(E I)_{\text{experimental de la losa}} = 0,21 (E I)_{\text{calculado}} \quad (\text{Ec. 6.5})$$

Las diferencias se podrían explicar por los dos factores principales siguientes:

- La fisuración se produce durante ese primer escalón de carga, por lo que el valor de la rigidez en ese escalón no se podría considerar la rigidez sin fisurar, sino una intermedia entre la correspondiente al cálculo y la medida.
- Existen cierta fluencia en la puesta en carga de los sacos. Esto es, las condiciones de ensayo (velocidad de carga) no son las mismas en la probeta que en la losa, siendo en este caso mayor el tiempo y consecuentemente, menor la rigidez.

O bien otros factores secundarios, como las tolerancias dimensionales de la losa, que podrían influir sobre la inercia, si bien se entiende que en este caso fueron pequeñas, pudiéndose adoptar la hipótesis de despreciables desde el punto de vista ingenieril.

- **Rigidez fisurada**

Para la determinación de la rigidez  $(E*I)$  fisurada **mediante el cálculo**, se puede partir de los valores obtenidos de cada una de ellos:

- $E_c = 25.656$  MPa, mediante ensayo en probeta, considerando que para valores no elevados de carga tras la fisuración el valor de  $E$  no se modifica demasiado. En cualquier caso debe tomarse como valor máximo.
- $I_{\text{fisurada}} = 35.709.123$  mm<sup>4</sup>. Considerando que en la sección fisurada, solo actúa la capa superior de hormigón, tal como se muestra en el Anexo **A.I**.

Así pues, la rigidez fisurada, para lo que podría representar el 2º escalón de carga sería:

$$(E* I)_{\text{fisurada}} = 9,16 \text{ E}+11 \quad (\text{en Nmm}^2)$$

Para obtener la rigidez fisurada **en el ensayo**, se considera que la flecha en el centro vano es:

$$y = \frac{5}{384} * \left( \frac{pl^4}{EI_{\text{fis.}}} \right) \quad (\text{Ec. 6.6})$$

De donde:

$$EI_{\text{fis.}} = \frac{5}{384} * \left( \frac{pl^4}{y} \right) \quad (\text{Ec. 6.7})$$

En el que  $p$  representa el incremento de carga en este escalón. Los resultados dados en la tabla 6.5 muestran que para este escalón la rigidez instantánea es de:

$$(E* I)_{\text{fisurada}} = 1,26\text{E}+12 \quad (\text{en Nmm}^2)$$

El valor de la rigidez fisurada obtenida experimentalmente es mayor a la obtenida por cálculo, atribuyéndose dicha respuesta, a que para la obtención de esta última, se tomó como inercia fisurada teniendo en cuenta que solo actúa la capa superior de la losa (compresión) y las armadura que la compone.

Sin embargo a la luz de los resultados, esta inercia es mayor, interviniendo para éste escalón de carga (2º) un porcentaje de la capa inferior de hormigón, no solo su armadura. En comparación con los resultados obtenidos experimentalmente (tabla 6.5) se tiene que a partir del 3º escalón de carga, la rigidez fisurada del elemento obtenida por cálculo, estaría dada solo teniendo en cuenta la capa superior de la losa, despreciando totalmente la capa inferior.

Lógicamente, a medida que se va aumentando el nivel de carga, la fisuración aumenta y consecuentemente, la rigidez disminuye, tal como puede verse en la tabla citada. Ello se observa asimismo en la figura 6.34, en la que se presenta los diagramas Momento Curvatura en la sección central, correspondientes a las deformaciones instantáneas y a las deformaciones totales (incluyendo las diferidas) para los diferentes escalones de carga.

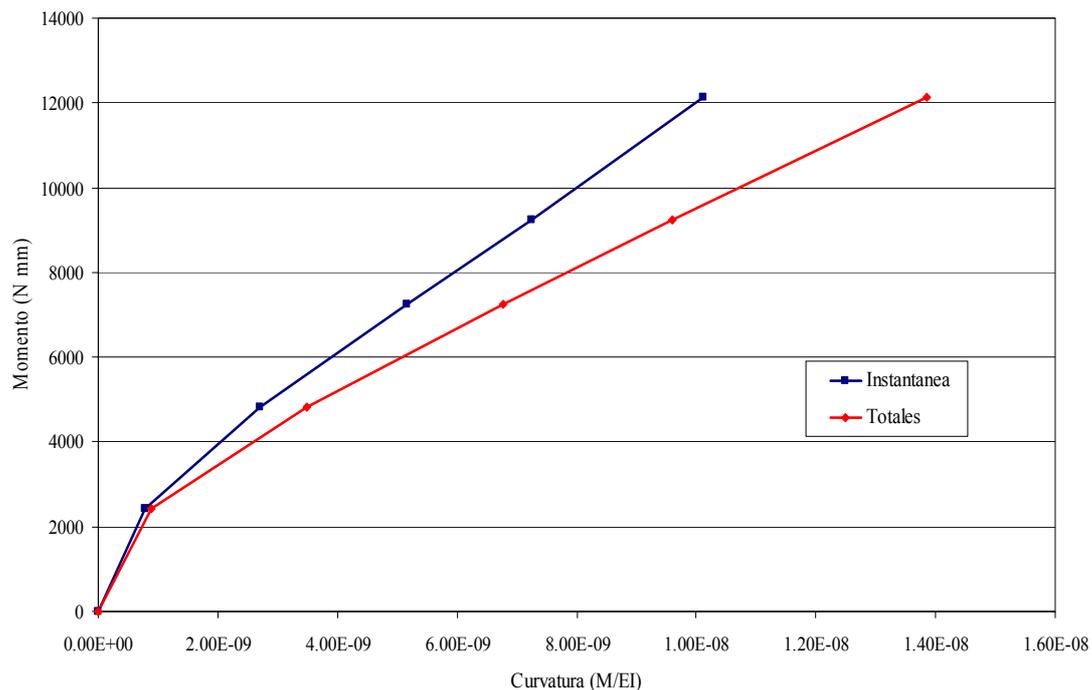


Figura 6.34: Diagrama Momento-Curvatura “instantáneos” y totales según los resultados obtenidos en la tabla 6.5

Un aspecto que conviene anotar es que los valores de la rigidez instantánea, están en línea, como era de esperar, con los valores de las pendientes de los escalones de carga presentados, con anterioridad, en la figura 6.23.

## 6.4. MODELACIÓN NUMÉRICA PARA EL CÁLCULO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

### 6.4.1. Descripción

Para la realización de un modelo numérico que simule el comportamiento del panel a flexión, se tomó como base un *modelo tipo celosía*, éste se llevo a cabo en dos dimensiones, ya que el cálculo se realiza linealmente (figura 6.35), aplicando a la estructura en este caso, las cargas usadas durante el ensayo, para obtener de esta manera la flecha en el centro del vano.

El modelo tipo celosía, se muestra longitudinalmente (3900 mm) en la figura 6.35, el panel se encuentra apoyado en una articulación en (1) y un segundo apoyo (2) el cual no le permite movimiento en el eje z, (figura 6.35).

Con estos apoyos, se simulan las condiciones de contorno impuestas experimentalmente, proporcionándole al panel libertad de movimiento.

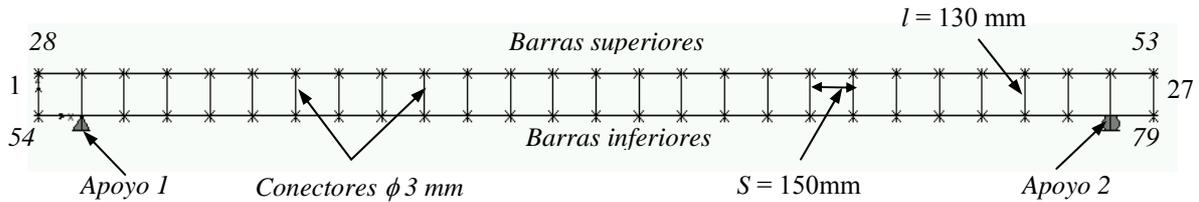


Figura 6.35: Conformación del panel tipo celosía en el modelo numérico

La estructura de barras tipo celosía, está compuesta por elementos verticales y horizontales, los cuales se caracterizaron de manera idéntica a los materiales utilizados en el ensayo.

#### 1. Elementos verticales:

Éstos son los conectores que conforman el panel, compuesto longitudinalmente por 27 conectores de acero, separados entre si cada 150 mm, como están distribuidos en el panel ensayado, hasta alcanzar una longitud total de 3.900 mm,. Se encuentran enumerados de 1 a 27 (Figura 6.35).

La figura 6.36 muestra la sección modelada, tomando de ancho, la distancia transversal entre dos hileras de conectores (240 mm), con un espesor total de 200 mm, el conector en este caso tiene una longitud ( $L$ ) 130 mm.

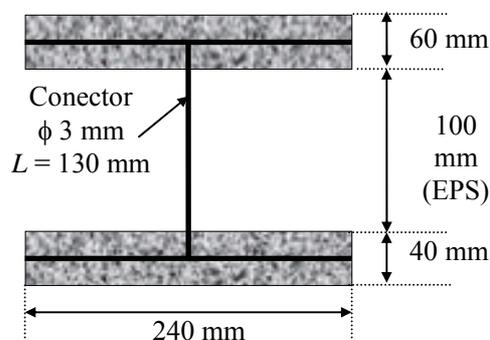


Figura 6.36: Sección utilizada en el modelo numérico

#### 2. Elementos horizontales:

Los elementos horizontales se encuentran divididos en barras superiores e inferiores. Las *barras superiores*, son de hormigón con un espesor de 60 mm y ancho 240 mm (figura 6.37). Éstas se encuentran enumeradas del 28 al 53.

En la figura 6.37, se muestra un detalle de la ubicación de cada uno de éstos elementos en la sección central panel.

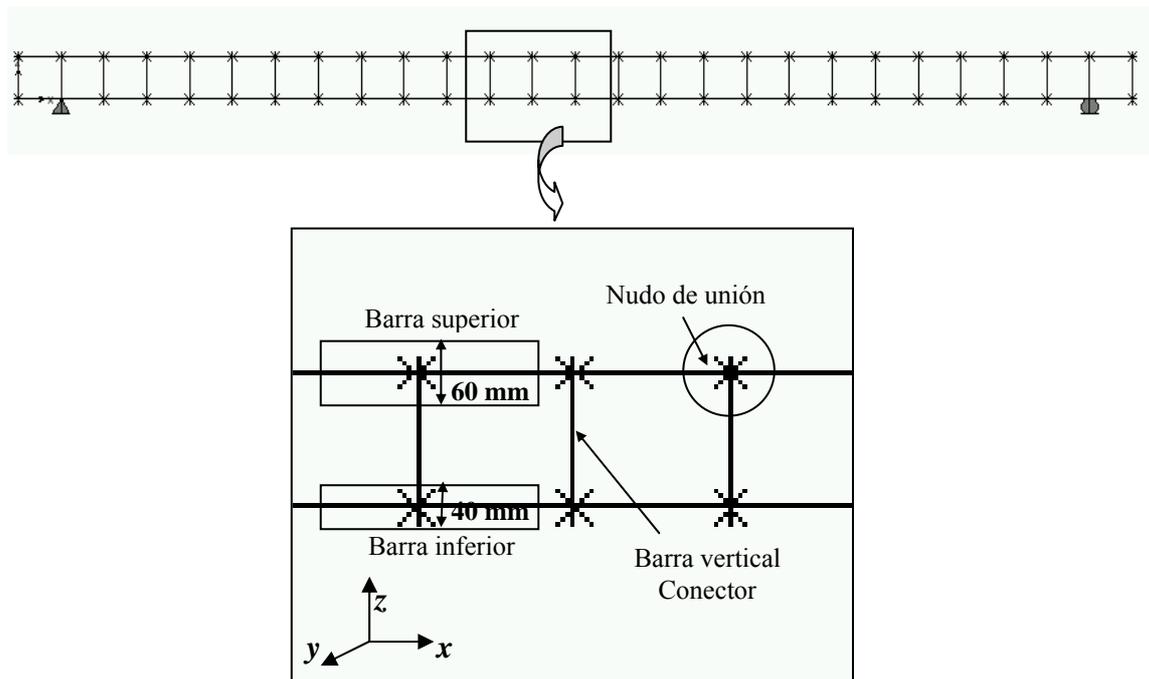


Figura 6.37: Barras superiores e inferiores y nudos de unión – conformación en el modelo

En cuanto a las *barras inferiores*, estas son de hormigón, de iguales características al usado en el ensayo, con un espesor de 40 mm y ancho 240 mm (figura 6.37) y se encuentran enumeradas del 54 al 79,

El anillo de borde en los extremos (zuncho), se conformó mediante las dos primeras barras verticales (N° 1 y 2) y las dos últimas (N° 26 y 27), tal como se muestra en detalle en la figura 6.38.

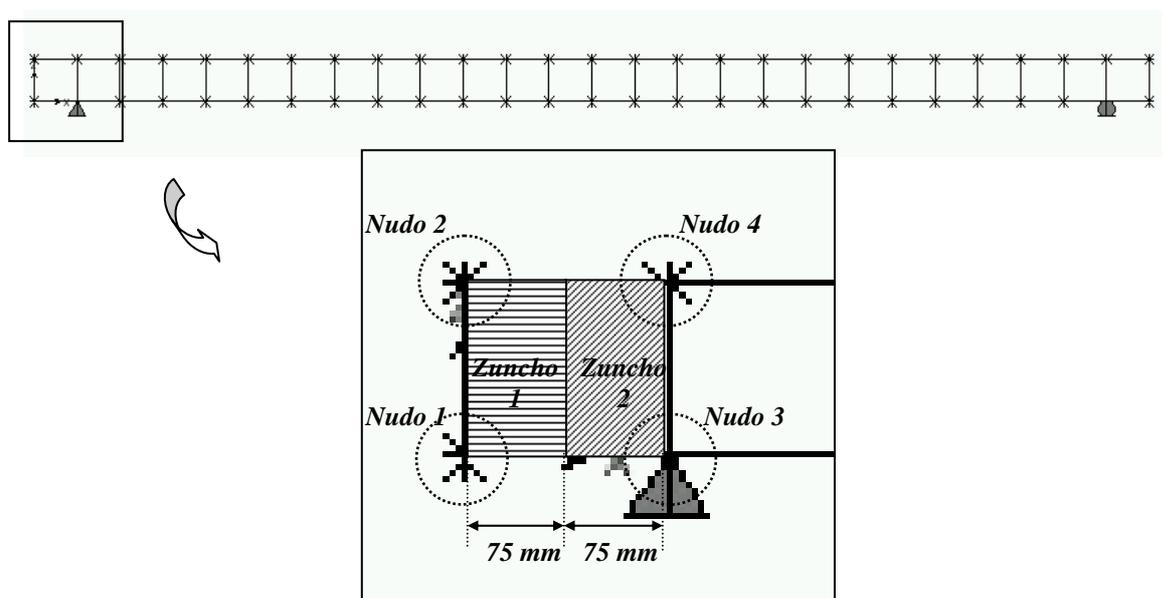


Figura 6.38: conformación del zuncho dentro del modelo numérico

La barra vertical N° 1 (zuncho 1), tiene una sección de 75 mm de longitud por 240 mm de ancho, de material hormigón. La barra N° 2 (zuncho 2) con una sección de 75 mm de longitud y 240 mm de ancho, de material hormigón y armada con 3 barras de acero diámetro 3,4 mm, que son las que corresponden a las barras longitudinales de la malla. Se realizó la misma caracterización en las dos barras para el zuncho en el extremo contrario (barras N° 26 y 27)

Cada uno de los nudos se enumeró de forma secuencial de izquierda a derecha, tal y como lo muestra la figura 6.38, cara a poder ser interpretados los resultados obtenidos en las diferentes tablas que se muestran.

La carga aplicada, se realizó de manera escalonada, al igual que en el ensayo, pero para una sección de 240 mm (sección modelada), es decir, para un primer escalón de carga en el ensayo se aplicó una carga de 1,48 N/mm, dentro del modelo, para este mismo escalón de carga, se aplicó 0,329 N/mm.

#### 6.4.2. Resultados obtenidos y análisis (modelo numérico)

El peso propio de la sección en el modelo, está contemplado dentro de los resultados finales, el cual está dado por:

$$pp = (\gamma_{\text{hormigón}} \times A_{\text{sup}}) + (\text{Peso malla panel}) + (\gamma_{\text{mortero}} \times A_{\text{inf}}) + (\gamma_{\text{acero}} \times A_{\text{acero}}) \quad (\text{Ec. 6.8})$$

Donde:

$\gamma_{\text{hormigón}}$ :	Peso específico del hormigón (2400 kg/m <sup>3</sup> ).
$A_{\text{superior}}$ y $A_{\text{inferior}}$ :	Áreas de mortero, capa superior (60 mm) e inferior (40 mm).
<b>Peso malla panel:</b>	0,01 N/mm (sección de 240 mm, según el modelo)
$\gamma_{\text{acero}}$ :	Peso específico del acero (7800 kg/m <sup>3</sup> ).
$A_{\text{acero}}$ :	Área de acero adicional a la malla del panel. En este caso no hay acero adicional a la malla del panel

$$pp = (0,000024 \text{ N/mm}^3 \times 60 \text{ mm} \times 240 \text{ mm}) + (0,01 \text{ N/mm}) + (0,000024 \text{ N/mm}^3 \times 40 \text{ mm} \times 240 \text{ mm})$$

$$pp = 0,58 \text{ N/mm}$$

Ahora bien, en la figura 6.39, se muestra la deformada del panel, observándose, al igual que en ensayo, una mayor deformada en el centro de la estructura, como es lógico. Además, el anillo de borde ubicado en los extremos del panel, a simple vista y según la figura, le proporciona mayor rigidez al elemento, evitando que se produzca un mayor deformada en el centro de la luz. Esto para el caso del 4° escalón de carga que en el ensayo corresponde a 5,70 N/mm y en el modelo  $P = 1,23 \text{ N/mm}$ .

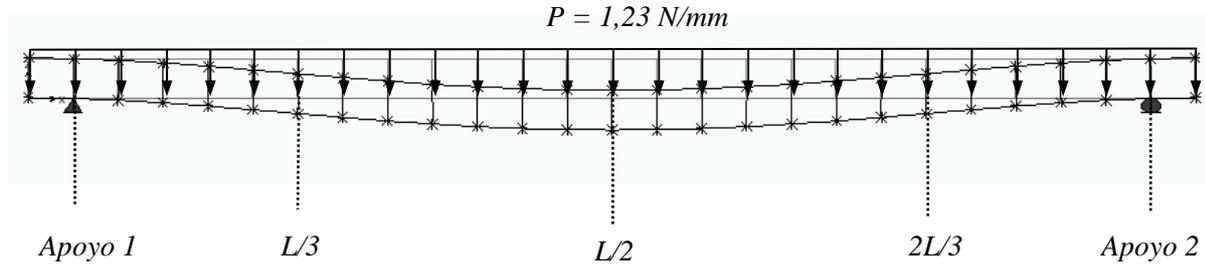


Figura 6.39: Deformada del panel producida según el modelo numérico para el 4° escalón de carga

La tabla 6.6 muestra los resultados obtenidos según el modelo numérico en el 4° escalón de carga, para cada uno de los puntos referenciados en la figura 6.39. La tabla citada muestra igualmente los desplazamientos producidos por cada nudo, en el eje z (flechas) y en el eje x, eje horizontal. En ella se puede observar como el desplazamiento sobre el eje vertical (eje z), es mayor en el centro del vano a  $L/2$ , comportándose de manera lógica.

Ubicación	Nudo N°	Eje X (mm)	Desplaz. Relativo (mm)	Eje Z (mm)
Apoyo 1	3	0,00E+00	1,23E-01	0,00E+00
	4	1,23E-01		-6,26E-04
L/3	17	4,30E-02	5,12E-02	-3,49E+00
	18	9,42E-02		-3,49E+00
L/2	27	7,37E-02	0,00E+00	-4,91E+00
	28	7,37E-02		-4,91E+00
2L/3	37	1,04E-01	-5,12E-02	-3,49E+00
	38	5,32E-02		-3,49E+00
Apoyo 2	51	1,47E-01	-1,23E-01	0,00E+00
	52	2,46E-02		-6,26E-04

Tabla 6.6: Desplazamientos en el eje x y z obtenidos mediante el modelo numérico 4° escalón de carga

Los desplazamientos de los apoyos sobre el eje vertical (eje z) son cero (nudo 3 y 51), un comportamiento lógico ya que sobre este eje, no se debe presentar ningún desplazamiento en los apoyos. En cuanto al eje horizontal (eje x) en el nudo 3 (apoyo 1) el valor obtenido del desplazamiento es cero, este es el punto donde se encuentra apoyado el panel y debe ser cero su desplazamiento en este eje, corroborando el buen planteamiento del modelo numérico.

Los resultados obtenidos de los esfuerzos axiales en las barras superiores e inferiores se muestran gráficamente en la figura 6.40, no se observan los valores de los esfuerzos axiales en los conectores, ya que son valores mucho menores y se encuentran implícitos en la figura, sin embargo, en ella se muestra de forma detallada los porcentajes de carga absorbida por cada uno de los conectores (4° escalón).

En la citada figura se puede observar como los esfuerzos axiales en las barras que simulan el zuncho de hormigón en los extremos, absorben como es lógico, mayores esfuerzos axiales, un 43% de la carga, repartiendo la carga de manera prácticamente homogénea en todos los conectores. Los valores negativos en los porcentajes indican los conectores que se encuentran en compresión y los valores positivos los que se encuentran a tracción.

En cuanto a los resultados de los esfuerzos axiales en las barras superiores, ésta se encuentra comprimida y la parte inferior traccionada, son simétricos ambos resultados (tabla 6.7).

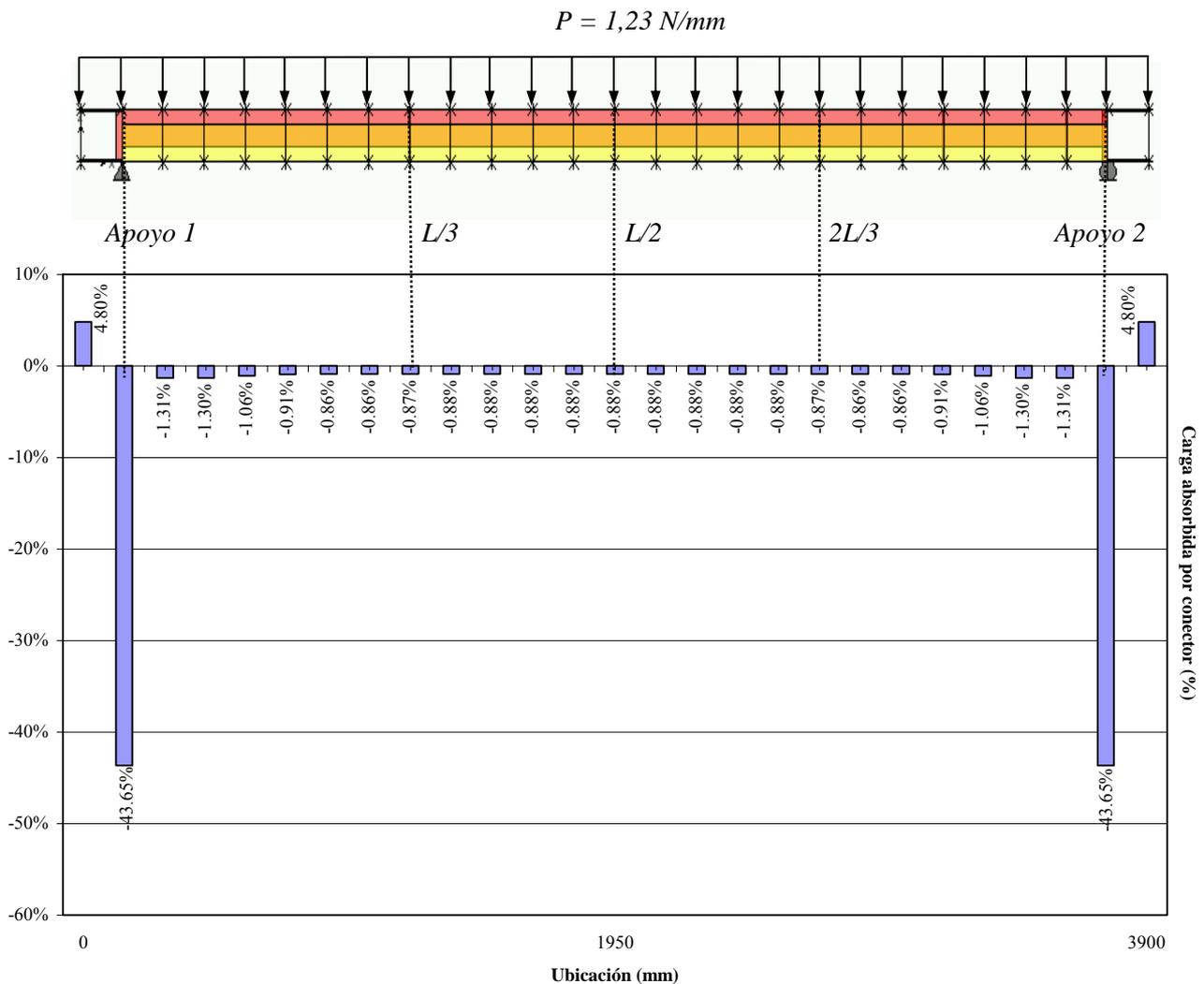


Figura 6.40: Esfuerzos axiales en el panel y porcentaje de carga absorbida por cada conector para el 4° escalón de carga, según el modelo numérico

La tabla 6.7 muestra los resultados de esfuerzos axiales y momentos flectores para los conectores de referencia (figura 6.39). De la misma manera, la tabla citada, muestra los resultados de esfuerzos axiales y momentos flectores para las barras superiores e inferiores según la conformación geométrica del panel (figura 6.35), tomando como referencia, las barras que se encuentran entre los nudos (apoyos 1, 2, L/3, L/2, 2L/3)

Ubicación	Conector N°	Esfuerzo axial (N)	Momento flector (N x mm)
Zona Apoyo 1	2	-2,11E+03	8,66E+05
L/3	9	-4,22E+01	1,16E+02
L/2	14	-4,26E+01	1,93E-11
2L/3	19	-4,22E+01	1,16E+02
Zona Apoyo 2	26	-2,11E+03	3,09E+05

	Ubicación	Barra N°	Esfuerzo axial (N)	Momento flector (N x mm)
Barras superiores	Zona Apoyo 1	28	-5,35E+02	-9,29E+04
		29	-9,57E+03	-9,59E+05
	L/3	35	-9,58E+03	3,07E+05
		36	-9,58E+03	4,04E+05
	L/2	40	-9,59E+03	5,75E+05
		41	-9,59E+03	5,75E+05
	2L/3	45	-9,58E+03	4,04E+05
		46	-9,58E+03	3,07E+05
	Zona Apoyo 2	52	-9,57E+03	-9,59E+05
		53	-5,35E+02	-9,29E+04
Barras Inferiores	Zona Apoyo 1	54	5,35E+02	9,37E+03
		55	9,57E+03	-2,99E+05
	L/3	61	9,58E+03	9,18E+04
		62	9,58E+03	9,17E+04
	L/2	66	9,59E+03	1,71E+05
		67	9,59E+03	1,71E+05
	2L/3	71	9,58E+03	9,17E+04
		72	9,58E+03	9,18E+04
	Zona Apoyo 2	78	9,57E+03	-2,99E+05
		79	5,35E+02	9,37E+03

Tabla 6.7: Esfuerzos axiales y momentos flectores en conectores y barras superiores e inferiores para los puntos de referencia (apoyo 1 y 2, L/3, L/2 y 2L/3) 4° escalón de carga

Igualmente la figura 6.41, muestra los momentos flectores presentados en la estructura, se observa como la ley de momentos sube en los extremos, produciéndose momentos negativos en los apoyos. De la misma forma se observan unos momentos positivos y negativos en las barras verticales de los extremos, las cuales conforman el zuncho, siendo lógico, ya que en este punto se produce un giro del panel, luego de aplicada la carga.

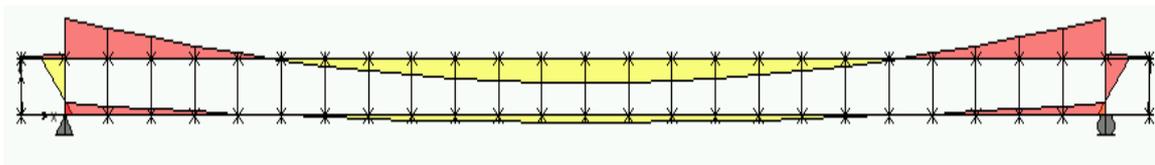


Figura 6.41: Momentos flectores producidos en el panel, según el modelo numérico, 4º escalón de carga

## 6.5. COMPARACIÓN RESULTADOS EXPERIMENTALES Y NUMÉRICOS

Ahora bien, con el fin de poder establecer el comportamiento del panel a flexión, se realiza una comparación entre los resultados experimentales y numéricos, resumidos en la tabla 6.8. Igualmente, estos resultados se muestran de forma grafica en la figura 6.42 con respecto a los porcentajes de carga aplicada.

Escalón de carga N°	Resultados experimentales				Resultados modelo numérico	
	Carga (N/mm)		Flecha (mm)		Carga (N/mm)	Flecha (mm)
	Escalón	Total	Instantánea	Diferida	Total	
1	1,48	1,48	1,05	1,19	0,329	1,31
2	1,48	2,97	2,58	3,50	0,659	2,61
3	1,48	4,46	3,32	4,43	0,989	3,92
4	1,24	5,70	2,81	3,82	1,238	4,91
5	1,78	7,48	3,87	5,73	1,648	6,53
6	1,48	8,97	0,80	--	--	--

Tabla 6.8: Tabla resumen resultados obtenidos flechas máximas experimentales y flechas según el modelo numérico

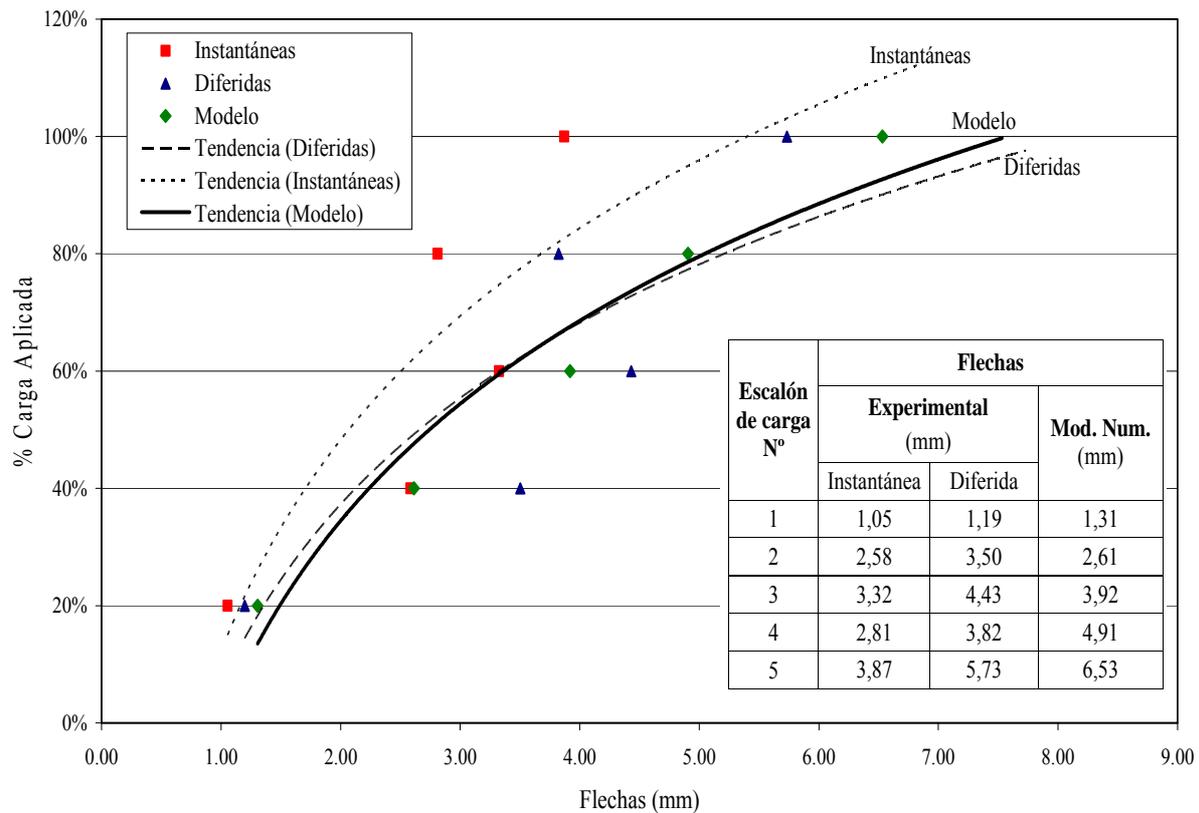


Figura 6.42: Comparación entre resultados obtenidos experimentales y modelo numérico

La línea de tendencia para el modelo numérico, según la figura 6.42, se encuentra en medio de los resultados experimentales (instantáneas y diferidas), una predicción bastante acertada de la flecha. Dicha línea de tendencia (modelo), se encuentra mucho más próxima a los resultados experimentales de flechas diferidas, de forma lógica, ya que la carga que se encuentra aplicada dentro del modelo es exactamente la misma a la aplicada experimentalmente.

El desplazamiento a  $L/2$  obtenido experimentalmente (flecha diferida, 3,82 mm), para el 4° escalón de carga, representa el 78% de la flecha obtenida mediante el modelo numérico (4,91 mm), dando un margen positivo, para la estimación de la flecha en el centro del vano. En los primeros escalones de carga las diferencias entre resultados, numéricos y experimentales, son mínimos, manteniéndose siempre la misma tendencia entre resultados, la variación máxima entre resultados es del orden del 25% con respecto al ensayo.

Se obtienen resultados satisfactorios del modelo numérico ya que se logra una misma directriz respecto a los resultados del ensayo, reproduciendo favorablemente el comportamiento del panel durante el ensayo.

## 6.6. FORMULACIÓN PARA EL CÁLCULO DE LA DEFORMABILIDAD EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

De acuerdo con la EHE, el procedimiento más general de cálculo de flechas consiste en un análisis estructural paso a paso en el tiempo, siguiendo los criterios del Artículo 25°, en el que para cada instante, las deformaciones se obtienen mediante doble integración de las curvaturas a lo largo de la pieza. Ahora bien, dicho análisis general es complejo y generalmente su uso sólo está justificado en casos muy especiales, en los que el control de deformaciones requiere una gran precisión.

El resultado obtenido con el planteamiento de la obtención de flechas instantáneas aplicando un 21% de la rigidez del elemento (**EI**), es congruente con los resultados obtenidos experimentalmente. Se tiene en cuenta la inercia sin fisurar del elemento y el módulo de elasticidad dado según la normativa EHE, ambos minorados en un 21% dentro de la formulación propuesta por [Branson, 1980].

Sin embargo, de forma más específica en la obtención de cada uno de estos valores, se tiene que el módulo de elasticidad es un factor influyente dentro del resultado de deformación, si se tiene en cuenta por temas de colocación del hormigón o mortero por proyección que es el caso, el hormigón pondría tener un menor módulo de elasticidad.

El sistema de puesta en obra mediante proyección, favorece el rebote de las fracciones mayores de los áridos, además implica una mayor cantidad de poros en la estructura por la oclusión de aire en la proyección (ya sea por el propio aire ocluido aportado en la proyección, o bien por el cambio del esqueleto granular en la proyección). Esto hace adquirir un valor del módulo de elasticidad menor al correspondiente a un hormigón convencional moldeado de igual resistencia característica; sobre este aspecto la bibliografía no es muy abundante, existiendo reseñas que apuntan hacia esta dirección.

En este aspecto [Rodríguez, 1997], obtenía valores para un hormigón proyectado de 28 días de edad con una resistencia característica de 25 MPa, por debajo de lo que hace la actual EHE para un hormigón moldeado, representando en el entorno del 80 al 90% del correspondiente a un hormigón convencional moldeado.

Por esto, teniendo en cuenta los dos factores principales que diferencian el hormigón proyectado del hormigón convencional: mayor proporción de finos colocados y mayor porosidad interna, inciden en un valor menor del módulo de deformación que el correspondiente a un hormigón convencional. Se podrían estimar unos valores del entorno de un 80% para el efecto del tamaño y un 85% para el efecto de proyección.

De esta manera una alternativa razonable sería considerar el valor del *módulo de elasticidad del hormigón proyectado* en el entorno del 60 al 80 % del valor correspondiente a un hormigón convencional, realizando esta estimación de acuerdo a la [EHE, 1999], ecuación 6.2.

Ahora bien, para el cálculo de flechas instantáneas en elementos fisurados de sección constante, y a falta de métodos más rigurosos, se plantea, en línea con lo propuesto por la

[EHE, 1999] y [Branson, 1980], el siguiente método simplificado definiendo como momento de *inercia equivalente* de una sección, el valor  $I_e$  dado por:

$$I_e = \alpha I_{sf} + \beta I_f \leq I_{sf} \quad (\text{Ec. 6.9})$$

Donde:

- $\alpha$ : Porcentaje de la luz de la losa que está sin fisurar.
- $\beta$ : Porcentaje de la luz de la losa que está fisurada.
- $I_{sf}$ : Momento de inercia de la sección homogeneizada y sin fisurar.
- $I_f$ : Momento de inercia de la sección fisurada en flexión simple, se obtiene despreciando la zona de hormigón en tracción y homogeneizando las áreas de las armaduras pasivas multiplicadas por  $n$  (coeficiente de equivalencia).

Esta ecuación se toma, siguiendo las fisuraciones presentadas durante el ensayo, según la figura 6.25, en ella se puede observar una evolución de estas fisuras hacia los extremos del panel, partiendo de la sección central. Estas fisuras llegan de 250 a 300 mm del extremo, en escalones avanzados de carga (5° y 6°), como es lógico, ya que existe un aumento de las solicitaciones en el panel. Con esta hipótesis, se tendría de manera general un 15% de la sección sin fisurar, lo que corresponde a la inercia sin fisurar ( $I_{sf}$ ), así, el porcentaje de la inercia fisurada ( $I_f$ ) está en el entorno de un 85% del elemento. La determinación específica de cada una de las inercias, según el ensayo, se encuentra en el anexo **A.I**.

La ecuación 6.9 propuesta, es similar a la dada por la instrucción española EHE, en la que se define como momento de inercia equivalente de una sección el valor  $I_e$  dado por:

$$I_e = \left( \frac{M_f}{M_a} \right)^3 I_b + \left[ 1 - \left( \frac{M_f}{M_a} \right)^3 \right] I_f \leq I_b \quad (\text{Ec. 6.10})$$

Donde:

- $M_a$  Momento flector máximo aplicado a la sección hasta el instante en que se evalúa la flecha.
- $M_f$  Momento nominal de fisuración de la sección, que se calcula mediante la expresión:

$$M_f = f_{ct,fl} W_b \quad (\text{Ec. 6.11})$$

- $f_{ct,fl}$  Resistencia a flexotracción del hormigón, que, simplifícadamente, puede suponerse igual a  $0,37f_{ck,j}^{2/3}$  para  $f_{ct,fl}$  y  $f_{ck,j}$  en N/mm<sup>2</sup>.
- $W_b$  Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra extrema en tracción.
- $I_b$  Momento de inercia de la sección bruta.
- $I_f$  Momento de inercia de la sección fisurada en flexión simple, que se obtiene despreciando la zona de hormigón en tracción y homogeneizando las áreas de las armaduras activas y pasivas multiplicándolas por el coeficiente de equivalencia.

Se entiende que es factible utilizar cualquiera de las dos ecuaciones (ecuación 6.9 y 6.10), ya que son equivalentes. Ahora bien, la aplicación de la ecuación 6.11 puede conducir a valores altos de la inercia equivalente y consecuentemente, a menores flechas.

Ello se entiende es el resultado de tomar el valor de  $f_{ct,fl}$  sugerido por la EHE, que para este tipo de panel parece elevado, así para un hormigón de  $f_{ck,j} = 25 \text{ N/mm}^2$ , el valor de  $f_{ct,fl}$  es de  $3,15 \text{ N/mm}^2$ , que o bien por temas de retracción o bien por el sistema de colocación de este hormigón (por proyección que habitualmente, conduce a valores inferiores de resistencia), parece un valor alto en este tipo de paneles. En este caso se entiende que se obtendrán resultados más precisos si se toma un porcentaje de la  $f_{ct,fl}$ , que probablemente se sitúe entre el 30 y máximo el 50 %.

De manera general, se tiene para el cálculo de flechas instantáneas, según lo propuesto por la [EHE, 1999] en su artículo 50.2.2 y en base a los trabajos de [Branson, 1980], se define:

$$y = \frac{5}{384} * \left( \frac{pl^4}{0,75E_c I_e} \right) \quad (\text{Ec. 6.12})$$

Aplicando un 60 a 80% del módulo de elasticidad del hormigón convencional ( $E_c$ ) y en concordancia igualmente una inercia efectiva ( $I_e$ ), resultante de un porcentaje de la inercia sin fisurar y la inercia fisurada.

Ahora, siguiendo con el planteamiento de la normativa EHE, considerando que la flecha está compuesta por la suma de una flecha instantánea y una flecha diferida, debido a las cargas permanentes, se continúa con la determinación de las flechas diferidas.

En este caso de *flechas diferidas* producidas por cargas de larga duración, resultantes de las deformaciones por fluencia y retracción, se pueden estimar de acuerdo con la EHE, salvo justificación más precisa, multiplicando la flecha instantánea correspondiente por el factor  $\lambda$ .

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (\text{Ec. 6.13})$$

Donde:

- $\rho'$  Cuantía geométrica de la armadura de compresión  $A_s'$  referida al área de la sección útil,  $b_o d$ , en la sección de referencia.

$$\rho' = \frac{A_s'}{b_o d} \quad (\text{Ec. 6.14})$$

- $\xi$  Coeficiente función de la duración de la carga que se toma de los valores indicados seguidamente:

5 o más años	2,0
1 año	1,4
6 meses	1,2
3 meses	1,0
1 mes	0,7
2 semanas	0,5

## 6.7. CONCLUSIONES

- Los resultados permiten pensar que sí existe contribución entre capas de hormigón, por lo menos en las dimensiones ensayadas (las cuales son representativas de un forjado frecuente en una vivienda unifamiliar), ya que éste era uno de los factores que más influía para llegar a pensar en la existencia de mayores deformaciones en el elemento.
- La formulación propuesta para la determinación de deformaciones en paneles aligerados, presentó resultados favorables, con un grado de aproximación entre los resultados obtenidos experimentalmente y por medio del modelo numérico, bastante satisfactorios y razonables.
- Existe buena concordancia entre los resultados numéricos y los resultados experimentales, lo que da cabida a aplicar este método numérico, para el cálculo y estimación del comportamiento del panel a flexión, como una herramienta útil, desde el punto de vista de tener previo conocimiento, acerca del comportamiento del panel.
- A la luz de los resultados obtenidos experimental y numéricamente cabe plantear como propuesta base para hacer los cálculos del estado límite de servicio de deformabilidad en paneles aligerados, la formulación dada según la ecuación 6.12, si bien, adaptada a las condiciones expuestas.
- Es indispensable la reducción del módulo de elasticidad del hormigón convencional dado según la norma EHE, entre un 60 a 80% para un hormigón de tipo proyectable. De la misma manera, es preciso el cálculo de la inercia efectiva, ya sea por medio de la aplicación de la formulación propuesta en la ecuación 6.9 ó por medio de la ecuación 6.10, dada según la normativa vigente, ambas resultantes de un porcentaje de la inercia sin fisurar y la inercia fisurada.