

CAPÍTULO 7

FLEXIÓN - ANÁLISIS NUMÉRICO

7.1. INTRODUCCIÓN

En línea con lo propuesto en el capítulo 6, en el cual se analiza el panel a flexión tomando como base los resultados obtenidos en la campaña experimental, el presente capítulo, pretende igualmente el estudio del panel a flexión buscando la aplicación del modelo numérico propuesto anteriormente. Se realizó una nueva campaña experimental interponiendo diferentes variables de análisis, para luego, según los valores obtenidos en ella, analizarlos numéricamente, con el fin de determinar la efectividad y el buen planteamiento tanto del modelo como de la formulación propuesta para el cálculo a flexión.

Los **objetivos** del presente capítulo son:

- Analizar el comportamiento a flexión de los paneles aligerados, tomando como referencia los resultados obtenidos experimentalmente, verificando y comparando dichos resultados, con los obtenidos mediante el modelo numérico planteado en el capítulo anterior.
- Comprobar y estudiar los resultados de la campaña experimental, mediante la formulación propuesta para el cálculo de la deformabilidad.
- Definir las características específicas del panel para su mejor comportamiento frente a la flexión.

Con el fin de lograr los objetivos planteados, se diseñó una campaña de ensayos a flexión interponiendo diferentes variables de análisis, para luego, tomando como base los resultados obtenidos, analizarlos por medio del modelo numérico planteado anteriormente.

Igualmente tomando la formulación propuesta para el cálculo de la deformabilidad del panel, se quiere comparar ambos resultados tanto del modelo numérico como los resultados experimentales para así, finalmente dar por definido el método para el cálculo a flexión de este tipo de paneles, estableciendo parámetros y demás características necesarias para que el panel tenga un buen comportamiento frente a la deformabilidad.

7.2. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

7.2.1. Descripción de los paneles ensayados

Para llevar a cabo esta campaña experimental, se realizaron en el Instituto Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja [ICCET, 2004] cuatro paneles diferentes, cada uno con una longitud de 3.150 mm y un ancho de 900 mm. Todos los paneles están compuestos por una capa superior de mortero de 50 mm de espesor y una capa inferior de 40 mm, cada capa fabricada con un mortero de resistencia a la compresión de 25 MPa (figura 7.1). El espesor del poliestireno expandido (EPS) se varió entre 100 y 120 mm para así, tener un espesor total en los paneles de 190 y 210 mm respectivamente. En la figura 7.1 se muestran las características generales de los paneles ensayados.

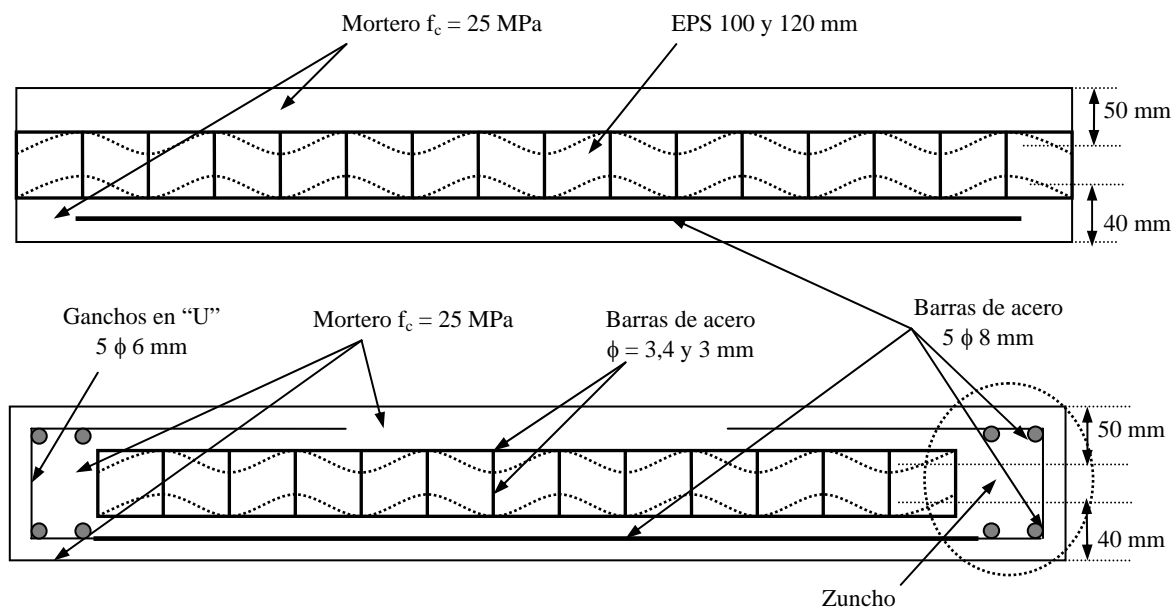


Figura 7.1: Características generales de los paneles ensayados a flexión

Ahora bien, se realizaron dos paneles por cada espesor de EPS (100 y 120 mm), conformados cada uno *con y sin zuncho* en los extremos, como lo muestra la citada figura, esto con el fin de analizar la influencia de éste dentro del comportamiento del panel a flexión. El zuncho de borde, se plantea como una de las variables de análisis a estudiar en dicha campaña experimental (tabla 7.1).

Cada zuncho está conformado por 4 barras de acero de diámetro 8 mm, además de 5 ganchos en forma de “U” de diámetro 6 mm, se efectuó con mortero de iguales características al que conforma las capas de mortero del panel ($f_c = 25$ MPa). Además de esto, cada panel se reforzó en su parte inferior con 5 barras de diámetro 8 mm como lo muestra la figura 7.1.

La tabla 7.1 muestra una descripción general de los paneles ensayados y en negrita se muestran los paneles conformados con EPS 120 mm, que se analizarán por medio del modelo numérico y por la formulación de flechas máximas, ya que un panel conformado con EPS 100 mm se estudio en el capítulo anterior.

Panel N°	EPS (mm)	Espesor de mortero (mm)	Zuncho
1	100	Sup. 50 mm / Inf. 40 mm	No
2			Si
3	120	Sup. 50 mm / Inf. 40 mm	No
4			Si

Tabla 7.1: Características generales de los paneles ensayados

7.2.2. Sistema de carga y medida

La carga (P) durante el ensayo se aplicó de forma puntual a $L/2$ de la longitud total del panel, luego ésta fue dividida en dos puntos es decir $L/3$, tal y como se muestra en la figura 7.2. Igualmente en la citada figura se muestra la ubicación de los deformímetros para la medición de la flecha en el centro del vano.

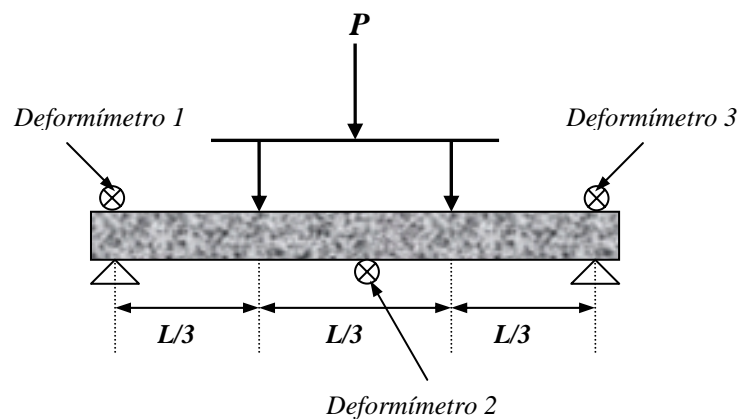


Figura 7.2: Forma de aplicación de la carga y ubicación de los deformímetros en el ensayo

Dos de estos deformímetros (1 y 3), fueron ubicados en los extremos del panel con el fin de medir el desplazamiento producido en los apoyos. Asimismo se ubicó un deformímetro (2) en la sección central del panel, para medir la flecha en el centro del vano.

Cada panel se apoyó en dos puntos simulando dos apoyos simples (figura 7.2), para dar así libertad de movimiento al panel en el momento de aplicación de la carga.

7.2.3. Resultados obtenidos

A través de los ensayos realizados se obtiene la carga de rotura para cada panel y asimismo las deformaciones producidas en el centro del vano, estos resultados se muestran en la tabla 7.2.

- Carga de rotura

Los resultados de la carga de rotura son similares entre los paneles sin zuncho y con zuncho independientemente del espesor del EPS que lo conforma, es decir entre los paneles 1-3 y 2-4.

Panel N°	P _{rotura} (kN)	Escalones de carga (kN)	Deformímetros (mm)			Flecha centro del vano (mm)
			1 (y _i)	2 (y _j)	3 (y _k)	
1	30,30	0	14,47	3,56	14,71	-
		5	13,85	6,80	14,24	2,70
		10	13,71	9,95	13,80	5,56
		15	13,35	13,63	13,43	8,87
		20	12,51	18,41	13,25	13,14
2	27,40	0	18,26	2,63	13,92	-
		5	17,11	6,84	13,45	3,40
		10	16,85	11,15	12,77	7,24
		15	16,64	20,21	12,61	16,12
3	30,50	0	19,24	2,86	13,25	-
		5	19,17	6,33	12,98	3,30
		10	18,85	9,99	12,63	6,63
		15	18,52	13,60	12,32	9,92
		20	18,34	17,30	11,97	13,35
4	28,20	0	16,26	2,55	7,77	-
		5	16,20	5,05	7,63	2,40
		10	16,20	8,23	7,53	5,53
		15	16,20	11,33	7,52	8,63

Tabla 7.2: Resultados obtenidos en el ensayo

Los paneles sin zuncho (Nº 1 y 3) presentan como resultado una carga de rotura mayor que los paneles con zuncho (Nº 2 y 4), en éstos últimos la rotura se presentó en la unión del zuncho con el panel. A esto puede deberse que los paneles sin zuncho alcancen una carga mayor, pudiendo ser este punto una de las debilidades del elemento.

- **Flecha en el centro del vano**

Con respecto a la flecha en el centro del vano en todos los paneles, el que presenta la menor deformación es el panel con EPS 120 conformado con el zuncho (panel 4).

Cabe recordar que la obtención de la flecha en el centro del vano (transductor Nº 2) está dada por la ecuación 7.1 según la figura 7.4:

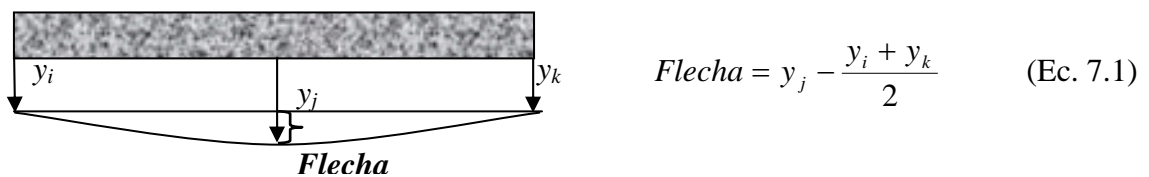


Figura 7.4: Flecha en el centro del vano

En la figura 7.3 se muestran las flechas máximas producidas en cada uno de los paneles para los diferentes escalones de carga, ésta con respecto al transductor central Nº 2.

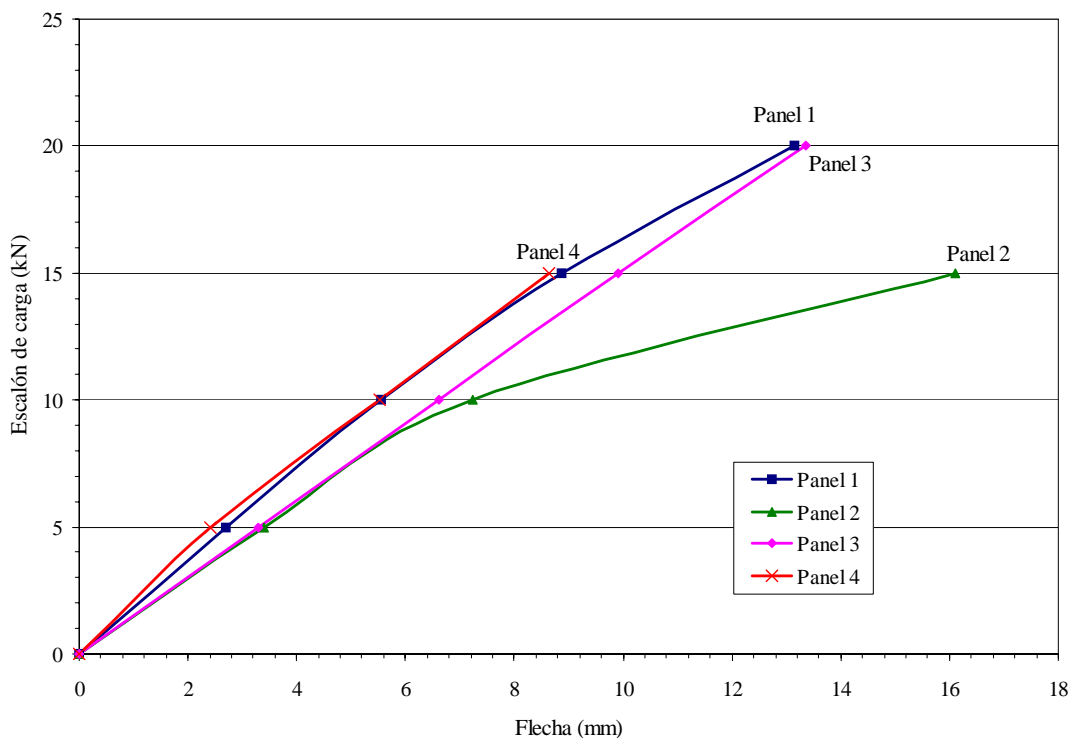


Figura 7.3: Flechas máximas obtenidas en el ensayo

Si se realiza un análisis entre parejas de paneles según el espesor EPS, se observa según la tabla 7.2 y la citada figura, como los paneles 3-4 (EPS 120 mm) presentan un comportamiento lógico, ya que el panel conformado con el zuncho (N° 4) tiene una menor deformada que el panel N° 3, puede deberse a la rigidez que aporta el zuncho al elemento. Caso contrario lo que sucede en los paneles con EPS 100 mm (N° 1 y 2), donde el panel 1 sin zuncho presenta menor flecha.

Ahora bien, si se analizan las flechas para los paneles que no se encuentran conformados con el zuncho, paneles 1 y 3, presentan flechas dentro del mismo orden de magnitud. Sin embargo en los paneles conformados con el zuncho, 2 y 4, existe una diferencia de prácticamente el doble, con un mejor resultado para el panel con mayor canto (N° 4).

7.3. MODELACIÓN NUMÉRICA

7.3.1. Descripción

Para llevar a cabo una comparación entre los resultados experimentales y numéricos, además de evaluar la capacidad del modelo para simular el comportamiento del panel a flexión, se utilizó el modelo tipo celosía planteado en el capítulo anterior, con algunas variaciones dimensionales adaptadas a los paneles de la presente campaña experimental.

Longitudinalmente la estructura de barras se muestra en la figura 7.5 (3.150 mm) apoyado en un apoyo simple (1), y un segundo apoyo (2) con restricción en el eje z.

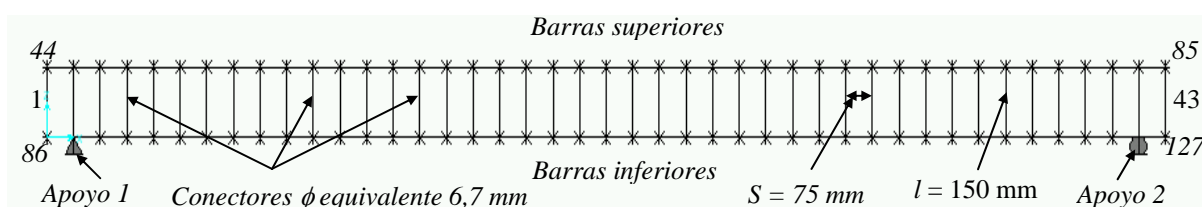


Figura 7.5: Conformación geométrica del modelo de barras tipo celosía

Los *elementos verticales* que componen el modelo son los conectores que conforman el panel, está compuesto longitudinalmente por 43 conectores de acero, separados entre sí cada 75 mm (S). Se encuentran enumerados de 1 a 43 como lo muestra la figura 7.5.

La sección modelada tiene las mismas características de los paneles ensayados, 900 mm de ancho y un espesor total de 210 mm, dando así al conector una longitud (L) de 150 mm, para el panel con EPS 120 mm. La figura 7.6 muestra la sección del panel ensayado e igualmente la sección del panel modelada.

La distribución de los conectores en el ancho del panel (900 mm) es de 5 conectores de diámetro 3 mm separados cada 215 mm. Como el modelo se realizó bidimensionalmente, ya que el cálculo se realiza linealmente, se tomaron estos 5 conectores de la sección real en un solo diámetro (diámetro equivalente). En definitiva, en el modelo numérico se utilizó un conector con un diámetro equivalente de 6,7 mm ($5\phi 3\text{mm}$), para una sección de 900 mm de ancho, 3.150 mm de longitud y un espesor total de 210 mm (figura 7.6).

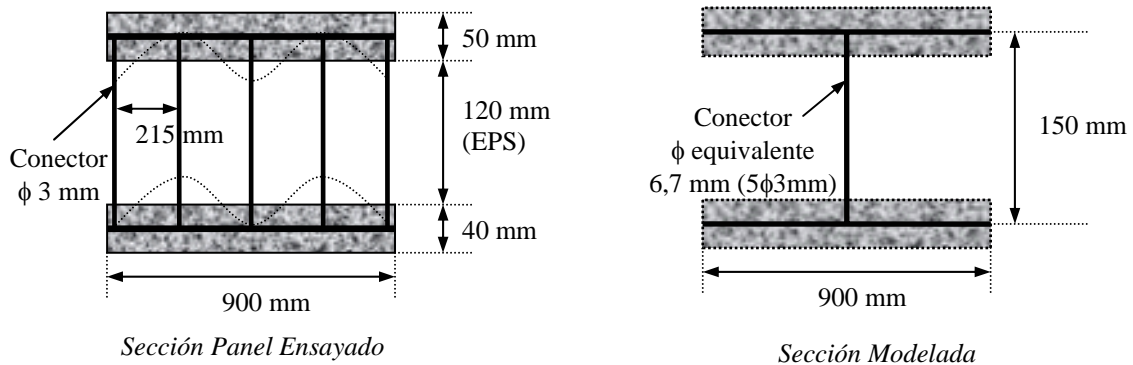


Figura 7.6: Sección del panel y del modelo de barras

Los *elementos horizontales* se dividen en barras superiores e inferiores. Las *barras superiores*, se encuentran enumeradas del 44 al 85 (figura 7.5), tienen un espesor de 50 mm y ancho 900 mm, en la figura 7.7 se detalla una parte de la sección central del panel, donde se muestra la ubicación de cada uno de estos elementos.

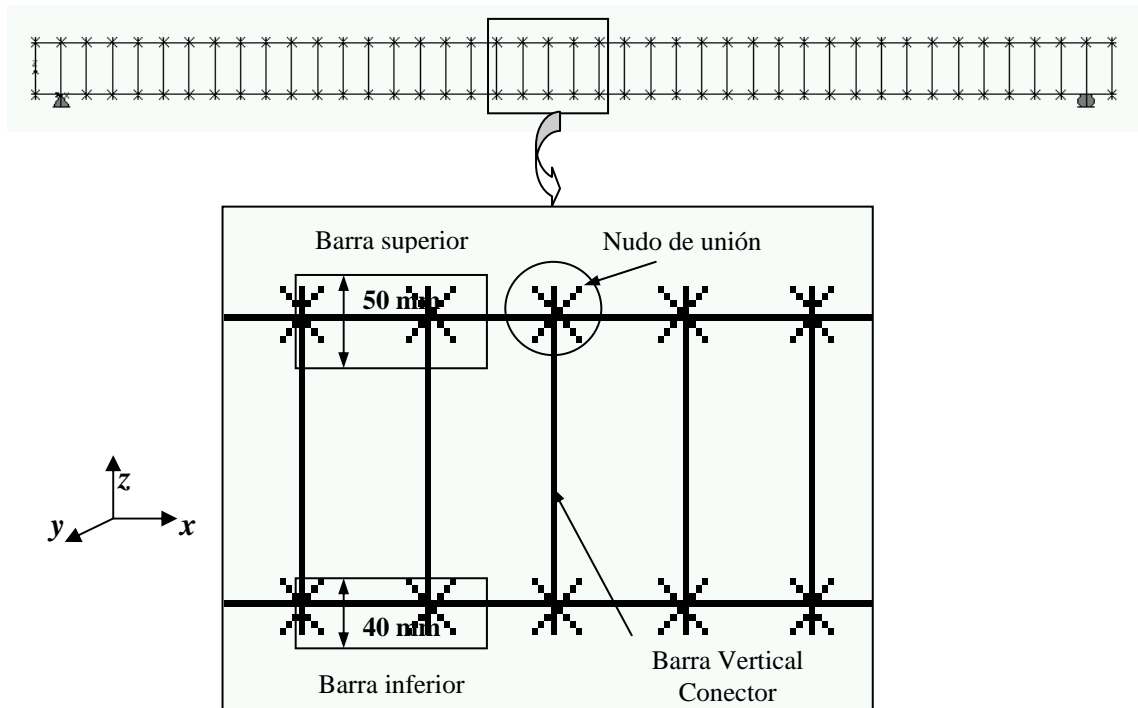


Figura 7.7: Disposición de las barras superiores e inferiores y nudos de unión en el modelo de barras

En cuanto a las *barras inferiores*, cada una tiene un espesor de 40 mm y ancho 900 mm (figura 7.7), se encuentran enumeradas del 86 al 127. Ambos elementos (barras superiores e inferiores) fueron caracterizados con hormigón de resistencia a la compresión de 25 MPa, igual al usado en el ensayo.

La unión de todas las barras que conforman el modelo tipo celosía se realizó por medio de nudos, enumerados de forma secuencial de izquierda a derecha, tal y como lo muestra la figura 7.5.

Para los paneles con zuncho en los extremos, se variaron alguno de los elementos que conforman el modelo inicial, está conformado por los mismos elementos que se describen anteriormente (sin zuncho), a diferencia de los extremos, que es donde se ubicó el zuncho. En este caso, las tres primeras barras verticales (N° 1, 2 y 3) y las tres últimas (N° 42, 43 y 44), son las que corresponden al zuncho, en la figura 7.8, se muestra un detalle de éste para uno de los extremos:

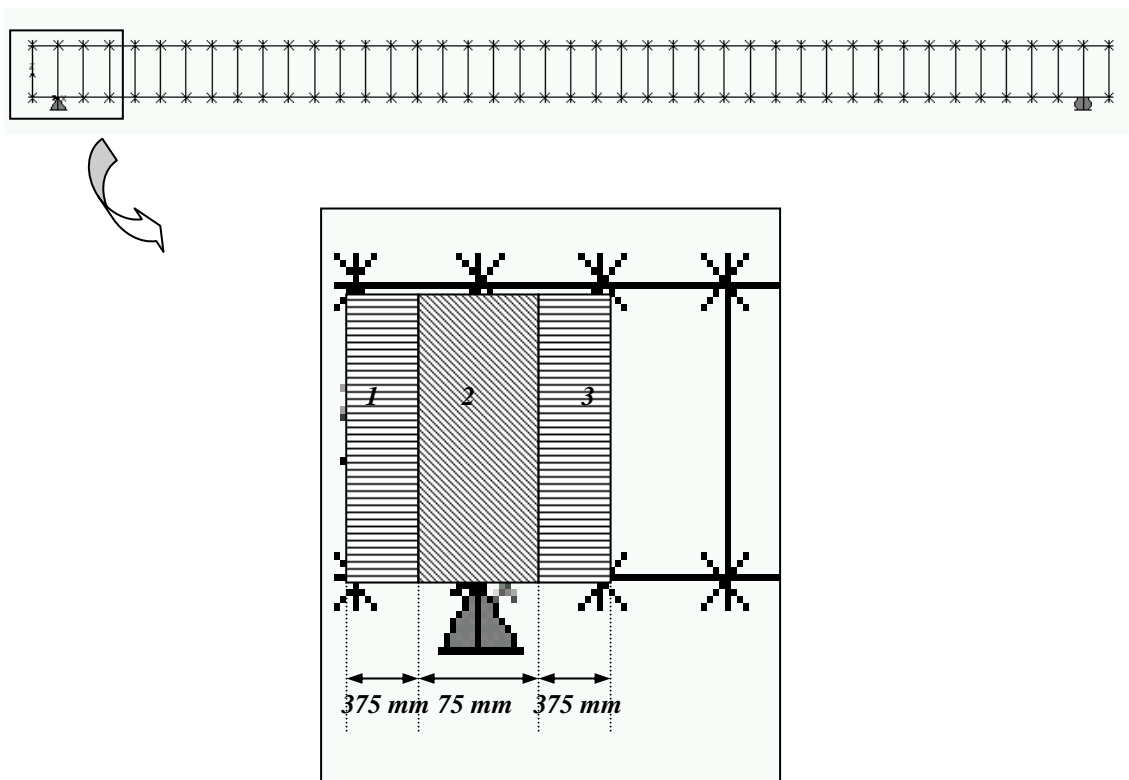


Figura 7.8: Conformación del zuncho en el modelo numérico

En definitiva, la barra vertical N° 1 tiene una sección de 375 mm de longitud por 900 mm de ancho, de material hormigón y armada con una barra de acero de diámetro equivalente a 6,7 mm ($5\phi 3\text{mm}$), que corresponden a los conectores.

La barra N° 2 con una sección de 75 mm de longitud y 900 mm de ancho, de material hormigón y armada con 5 barras de acero diámetro 6 mm, que son las que corresponden a los ganchos en forma de “u”. Adicionalmente tiene una barra de diámetro equivalente de 6,7 mm ($5\phi 3\text{mm}$), que corresponden a los conectores. La barra N° 3 tiene

iguales características a la barra N° 1. La caracterización de las tres barras para el zuncho en el extremo contrario (Barras N° 42, 43 y 44) se realiza de la misma forma descrita anteriormente.

La condición de carga, se estableció como primera instancia la carga de rotura promedio entre ambos paneles, es decir 30 kN, aplicada de forma puntual en dos de los nudos ($L/3$ y $2L/3$), tal y como se efectuó en el ensayo (figura 7.9). Para el análisis de la flecha en el centro del vano, se toma una carga de servicio de 10 kN.

Además de esta carga puntual, se tiene en cuenta la carga por peso propio del panel, contemplado dentro de los resultados finales y el cual está dado por:

$$pp = (\gamma_{mortero} \times A_{sup}) + (\text{Peso malla panel}) + (\gamma_{mortero} \times A_{inf}) + (\gamma_{acero} \times A_{acero}) \quad (\text{Ec. 7.2})$$

Donde:

$\gamma_{mortero}$:	Peso específico del mortero (2200 kg/m ³).
$A_{superior}$ y $A_{inferior}$:	Áreas de mortero, capa superior (50 mm) e inferior (40 mm).
Peso malla panel:	0,01 N/mm
γ_{acero} :	Peso específico del acero (7800 kg/m ³).
A_{acero} :	Área de acero adicional a la malla del panel (5 ϕ 8mm).

De esta manera el peso propio del panel teniendo en cuenta las 5 barras de diámetro 8 mm en la parte inferior, se determina así:

$$pp = (0,000022 \text{ N/mm}^3 \times 50 \text{ mm} \times 900 \text{ mm}) + (0,01 \text{ N/mm}) + (0,000022 \text{ N/mm}^3 \times 40 \text{ mm} \times 900 \text{ mm}) + (0,000078 \text{ N/mm}^3 \times (((8^2 \times \pi)/4) \times 5))$$

$$pp = 1,81 \text{ N/mm}$$

7.3.2. Resultados obtenidos y análisis (modelo numérico)

- **Deformación**

La *deformada de los paneles 3 y 4* (con y sin zuncho) se muestra en la figura 7.9 (a) y (b), en ellas se observa una menor deformada para el panel conformado con zuncho; atribuyendo dicho comportamiento a que éste le proporciona una mayor rigidez al elemento, evitando mayores desplazamientos tanto en el eje vertical (eje z) como en el horizontal (eje x).

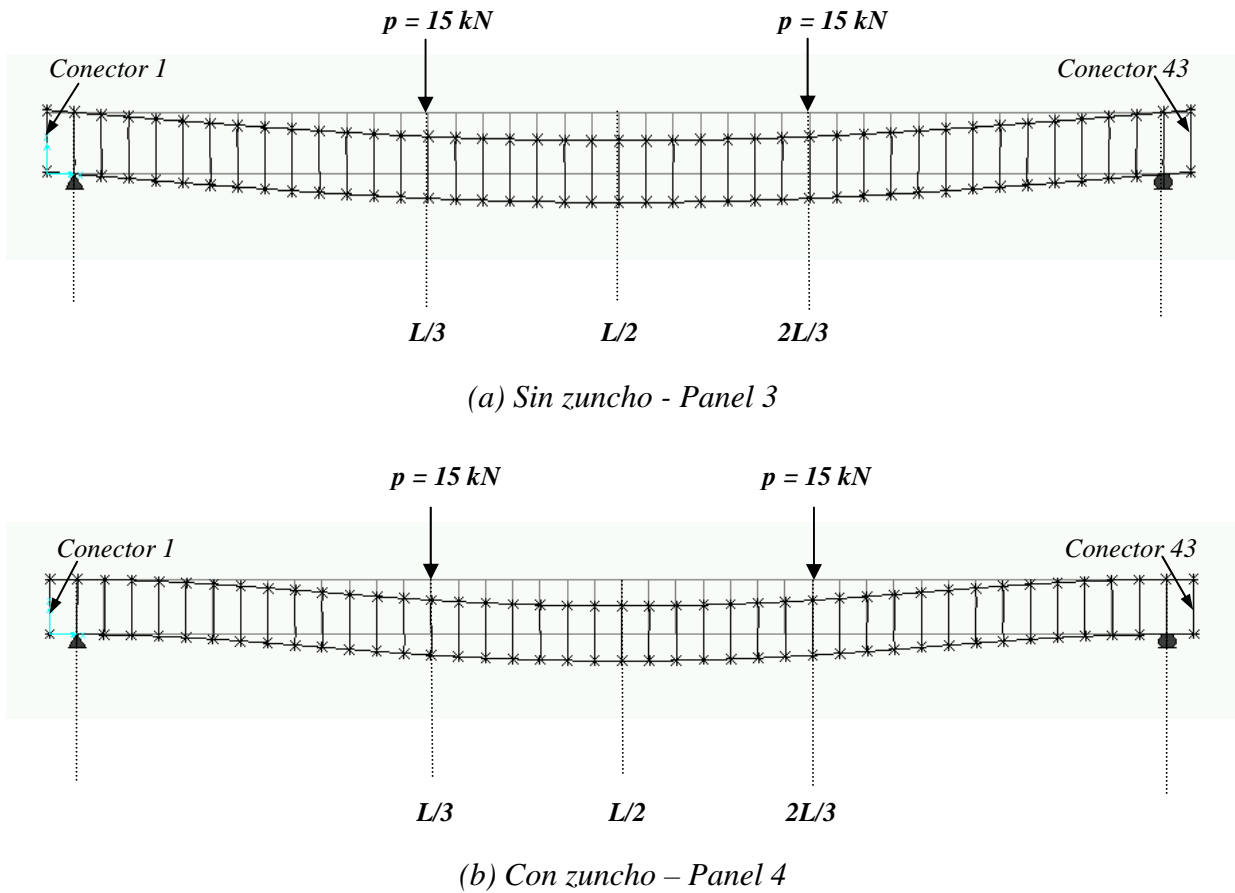


Figura 7.9: Deformación producida según el modelo numérico para el panel 3 y 4 (EPS 120 mm)

La tabla 7.3 muestra los resultados obtenidos de los desplazamientos en el eje horizontal (eje x) y eje vertical (eje z) para cada uno de los paneles (panel 3 y 4), igualmente la tabla muestra los desplazamientos relativos obtenidos en el eje x, es decir para cada pareja de nudos.

Se tomaron como referencia representativa en cada panel, los nudos que se encuentran en los extremos del panel (nudos N° 1, 2, 3, 4, 83, 84, 85 y 86), igualmente los nudos de la sección a $L/3$ (Nudos N° 29 y 30), a $L/2$ (Nudos N° 43 y 44) y a $2L/3$ (Nudos N° 57 y 58).

Se observa que los desplazamientos sobre el eje horizontal (eje x), en la sección central ($L/2$) de ambos paneles es cero, mostrando una simetría y equilibrio en los resultados. Por otra parte los desplazamientos relativos sobre el eje x en el panel 3 (sin zuncho), son menores que en el panel 4 (con zuncho), es claro que estos desplazamientos son relativamente pequeños, con lo cual su influencia es relativamente pequeña dentro del comportamiento del panel.

	Nudo N°	EPS 12 sin zuncho			EPS 12 con zuncho		
		Eje X	Desp. Relat.	Eje Z	Eje X	Desp. Relat.	Eje Z
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Zona Apoyo 1	1	-7,10E-05	2,51E-02	4,36E-00	-4,53E-05	2,19E-01	1,10E-01
	2	2,50E-02		4,28E-00	2,19E-01		1,10E-01
	3	0,00E+00	2,50E-02	0,00E+00	0,00E+00	2,19E-01	0,00E+00
	4	2,50E-02		-7,80E-02	2,19E-01		-6,31E-04
L/3	29	6,92E-03	1,21E-02	-4,77E+01	7,70E-02	8,00E-02	-7,21E-00
	30	1,90E-02		-4,77E+01	1,57E-01		-7,24E-00
L/2	43	1,40E-02	0,00E+00	-5,56E+01	1,22E-01	0,00E+00	-9,26E-00
	44	1,40E-02		-5,56E+01	1,22E-01		-9,26E-00
2L/3	57	2,00E-02	-1,17E-02	-4,77E+01	1,66E-01	-8,00E-02	-7,21E-00
	58	8,27E-03		-4,77E+01	8,60E-02		-7,24E-00
Zona Apoyo 2	83	2,70E-02	-2,43E-02	0,00E+00	2,43E-01	-2,19E-01	0,00E+00
	84	2,74E-03		-7,80E-02	2,40E-02		-6,31E-04
	85	2,70E-02	-2,43E-02	4,36E-00	2,43E-01	-2,19E-01	1,10E-01
	86	2,68E-03		4,28E-00	2,40E-02		1,10E-01

Tabla 7.3: Desplazamientos verticales y horizontales paneles 3 y 4 (EPS 120 mm) con y sin zuncho (peso propio + P (30 kN))

- **Esfuerzos axiales**

Se presenta una simetría en las leyes de esfuerzos presentados en ambos paneles. Se puede observar en la figura 7.10 los esfuerzos axiales producidos en el panel sin zuncho (panel 3), para las barras superiores e inferiores.

Los valores para los conectores se encuentran implícitos en la citada figura, ya que son resultados menores, por esto gráficamente se muestra el porcentaje de carga absorbido por cada uno de ellos. Los valores negativos en los porcentajes, indican los conectores que se encuentran a compresión y los valores positivos los que se encuentran a tracción.

Analizando los resultados obtenidos para los conectores, se puede observar, como los esfuerzos se acentúan en los conectores de los extremos donde se encuentra apoyado el panel, absorbiendo un 10% de la carga. Por otro lado, los conectores donde se encuentran las dos cargas puntuales solo absorben un 4% de la carga, a pesar de tener estas dos cargas concentradas.

En la tabla 7.4, se muestran los resultados de estos esfuerzos axiales para ambos paneles (con y sin zuncho), en los conectores de referencia (zona apoyo 1 (N° 1, 2, 3), L/3 (N° 15), L/2 (N° 22), 2L/3 (N° 29) y zona de apoyo 2 (N° 41, 42, 43)). Igualmente en la tabla se enuncian los momentos máximos presentados en cada conector.

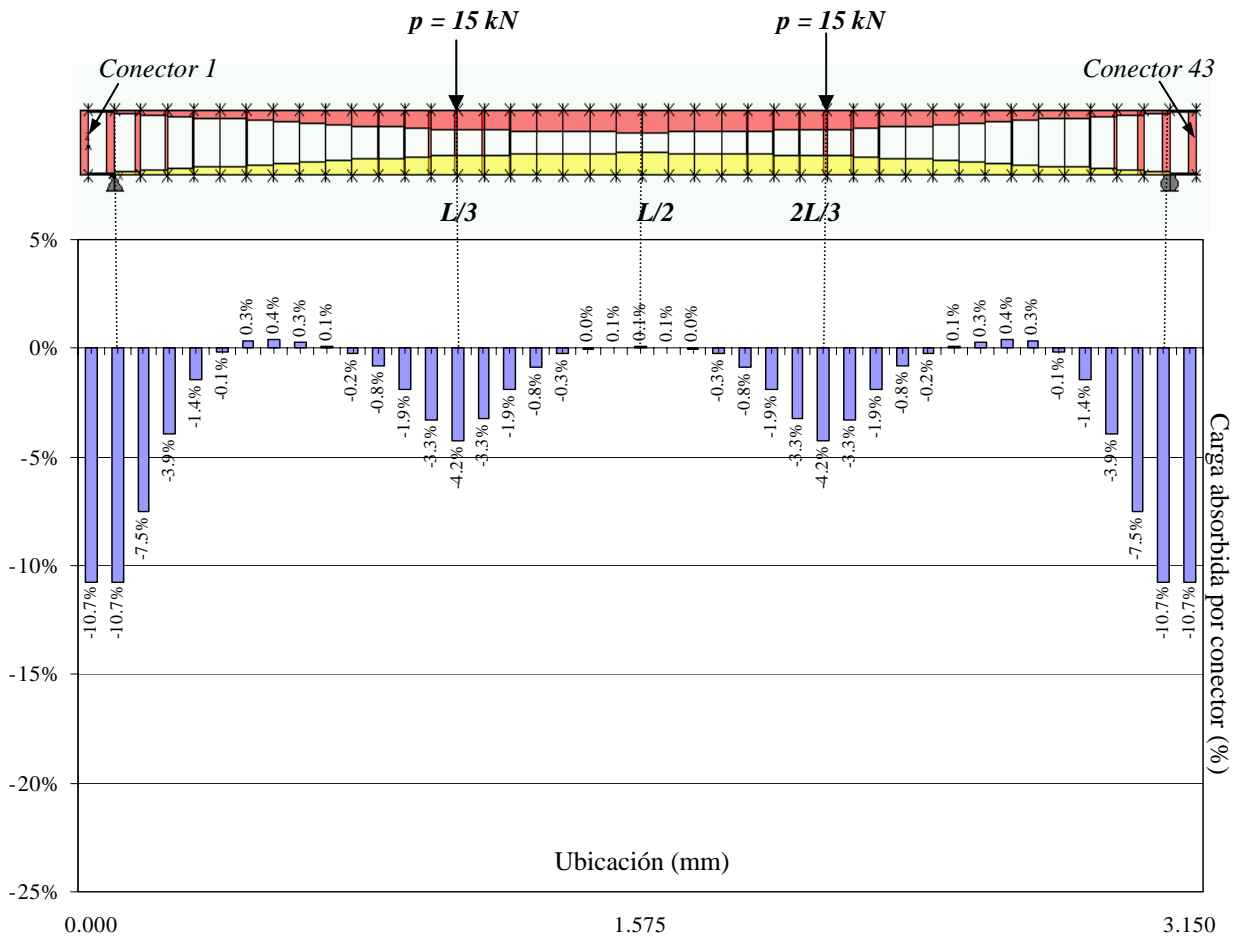


Figura 7.10: Esfuerzos axiales y porcentaje de carga absorbida por cada conector (Panel 3 EPS 120 mm - sin zuncho)

Ubicación	Conector N°	EPS 12 sin zuncho (panel 3)		EPS 12 con zuncho (panel 4)	
		Esfuerzo axial	Momento	Esfuerzo axial	Momento
		(kN)	(kNxmm)	(kN)	(kNxmm)
Zona Apoyo 1	1	-3,84E-00	4,79E+01	-4,29E-01	7,06E+01
	2	-3,83E-00	4,80E+01	-7,05E-00	1,04E+03
	3	-2,68E-00	4,78E+01	-3,85E-00	5,95E+03
L/3	15	-1,51E-00	2,49E+01	-1,39E-00	5,90E-00
L/2	22	2,10E-02	-2,37E-10	4,40E-02	2,63E-12
2L/3	29	-1,51E-00	2,49E+01	-1,39E-00	5,90E-00
Zona Apoyo 2	41	-2,68E-00	4,79E+01	-3,85E-00	-5,95E+03
	42	-3,83E-00	4,80E+01	-7,05E-00	-1,04E+03
	43	-3,84E-00	4,79E+01	-4,29E-01	-7,06E+01

Tabla 7.4: Esfuerzos axiales y momentos flectores en los conectores para los paneles 3 y 4

En las barras superiores e inferiores del elemento se presenta un comportamiento en forma de arco (figura 7.10), observándose un aumento de los esfuerzos axiales desde los apoyos hacia la parte central del panel, existiendo simetría tanto en el arco superior (compresiones) como en el inferior (tracciones).

La tabla 7.5 muestra un resumen de los resultados obtenidos, en las barras superiores e inferiores, los esfuerzos axiales y momentos flectores para ambos paneles, tomando como referencia representativa en cada panel, las barras que se encuentran entre los nudos de los extremos del panel (apoyos), a L/3, L/2 y 2L/3 de la longitud total.

	Ubicación	Barra N°	Panel 3		Panel 4	
			Esfuerzos axiales	Momentos flectores	Esfuerzos axiales	Momentos flectores
			(kN)	(kNxmm)	(kN)	(kNxmm)
Barras superiores	Zona Apoyo 1	44	-6,39E-01	2,35E+02	-5,41E-01	-7,06E+01
		45	-1,28E-00	7,47E+02	-1,17E+01	-1,08E+03
		46	-1,92E-00	1,45E+03	-7,51E+01	-6,48E+03
	L/3	57	-7,77E-00	1,02E+04	-7,59E+01	3,49E+03
		58	-8,11E-00	1,02E+04	-7,60E+01	3,49E+03
	L/2	64	-9,10E-00	1,01E+04	-7,63E+01	3,45E+03
		65	-9,10E-00	1,01E+04	-7,63E+01	3,45E+03
	2L/3	71	-8,11E-00	1,02E+04	-7,60E+01	3,49E+03
		72	-7,77E-00	1,02E+04	-7,59E+01	3,49E+03
	Zona Apoyo 2	83	-1,92E-00	1,45E+03	-7,51E+01	-6,48E+03
		84	-1,28E-00	7,47E+02	-1,17E+01	-1,08E+03
		85	-6,39E-01	2,35E+02	-5,41E-01	-7,06E+01
Barras Inferiores	Zona Apoyo 1	86	6,39E-01	-3,36E+02	5,41E-01	-4,27E+01
		87	1,28E-00	3,80E+02	1,17E+01	-6,82E+02
		88	1,92E-00	8,95E+02	7,51E+01	-3,46E+03
	L/3	99	7,77E-00	5,00E+03	7,59E+01	1,53E+03
		100	8,11E-00	5,15E+03	7,60E+01	1,68E+03
	L/2	106	9,10E-00	5,18E+03	7,63E+01	1,77E+03
		107	9,10E-00	5,18E+03	7,63E+01	1,77E+03
	2L/3	113	8,11E-00	5,15E+03	7,60E+01	1,68E+03
		114	7,77E-00	5,00E+03	7,59E+01	1,53E+03
	Zona Apoyo 2	125	1,92E-00	8,95E+02	7,51E+01	-3,46E+03
		126	1,28E-00	3,80E+02	1,17E+01	-6,82E+02
		127	6,39E-01	-3,36E+02	5,41E-01	-4,27E+01

Tabla 7.5: Esfuerzos axiales y momentos flectores en barras superiores e inferiores (Panel 3 y 4)

Ahora bien, los esfuerzos axiales en el *panel conformado con el zuncho* (panel 4), se reparten de manera uniforme tanto en las barras superiores como en las inferiores. En la figura 7.11 se muestran estos esfuerzos axiales en las barras, no se observan los esfuerzos en los conectores, ya que son valores mucho menores y se encuentran implícitos en la figura. Por esto se muestra un detalle del porcentaje de carga absorbida por cada uno ellos.

Igualmente la tabla 7.4 muestra los valores obtenidos de estos esfuerzos axiales en los conectores de referencia.

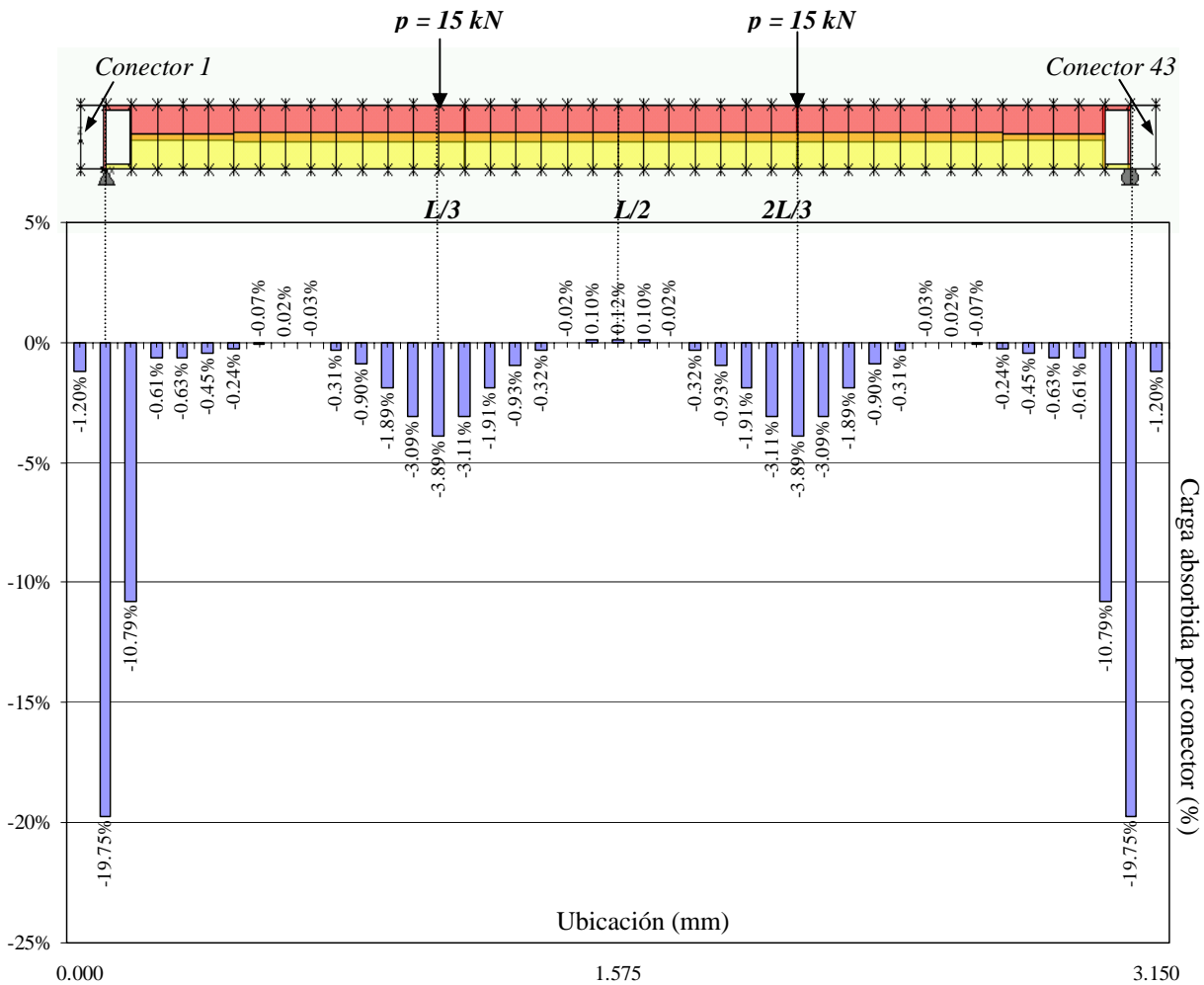


Figura 7.11: Esfuerzos axiales y porcentaje de carga absorbida por cada conector (Panel 4 EPS 120 mm - con zuncho)

En la figura anterior se observa como los esfuerzos axiales se acentúan en las barras caracterizadas como zunchos en los extremos del panel, absorbiendo como es lógico mayores esfuerzos axiales, prácticamente un 20% de la carga, contrarrestando de esta manera los esfuerzos absorbidos por los conectores.

En comparación con el panel 3 sin zunchos (figura 7.10), en estos mismos puntos donde en el panel 4 se encuentra ubicado el zunchos, se absorbe un 10% menos de la carga, obligando a los conectores a absorber un mayor porcentaje de carga. Se observa igualmente diferencias en los apoyos del elemento, los esfuerzos axiales son menores a los presentados en el panel sin zunchos, lo que lleva a pensar en las ventajas de éste.

Por otro lado, en los puntos donde se encuentra aplicada la carga puntual, los conectores absorben un 3,8% de la carga (figura 7.11), prácticamente el mismo porcentaje

que absorben estos conectores en el panel 3, sin embargo, como se menciona anteriormente en el resto de conectores se observa una disminución del porcentaje de carga absorbido. Los valores negativos en los porcentajes, indican los conectores que se encuentran a compresión y los valores positivos los que se encuentran a tracción (tabla 7.4).

En cuanto a los esfuerzos axiales en las barras superiores e inferiores del panel 4, el comportamiento en este caso es más uniforme, sin presentarse un arco de compresiones y tracciones como en el panel 3 (tabla 7.5). Ocurre todo lo contrario, los esfuerzos axiales se reparten a lo largo de todo el panel, excepto como es lógico, en los extremos donde se encuentra conformado el zuncho.

- **Momentos flectores**

Ahora bien, los momentos flectores presentados en cada panel según el modelo numérico, se muestra en la figura 7.12 (7.12 (a) sin zuncho y 7.12 (b) con zuncho). Donde en el *panel 3 sin zuncho* se observa una ley de momentos flectores mayor en la parte superior que en la inferior, concentrados en la parte central del elemento. La ley de momentos que se observa, es prácticamente la sumatoria del momento flector producido en una viga simplemente apoyada con una carga repartida y una viga con dos cargas puntuales, mostrando todos los momentos flectores positivos (figura 7.12 (a)).

Mientras que en el *panel 4 conformado con el zuncho* (figura 7.12 (b)), se observa que sube la ley de momentos, produciéndose momentos negativos en los apoyos. Estos momentos negativos sumados a los mayores momentos positivos, serian la misma ley de momentos que se presenta para el panel sin zuncho. En las barras verticales de los extremos que son las que conforman el zuncho se pueden observar unos momentos positivos y negativos, donde probablemente se produjo la rotura después de la carga aplicada en el ensayo.

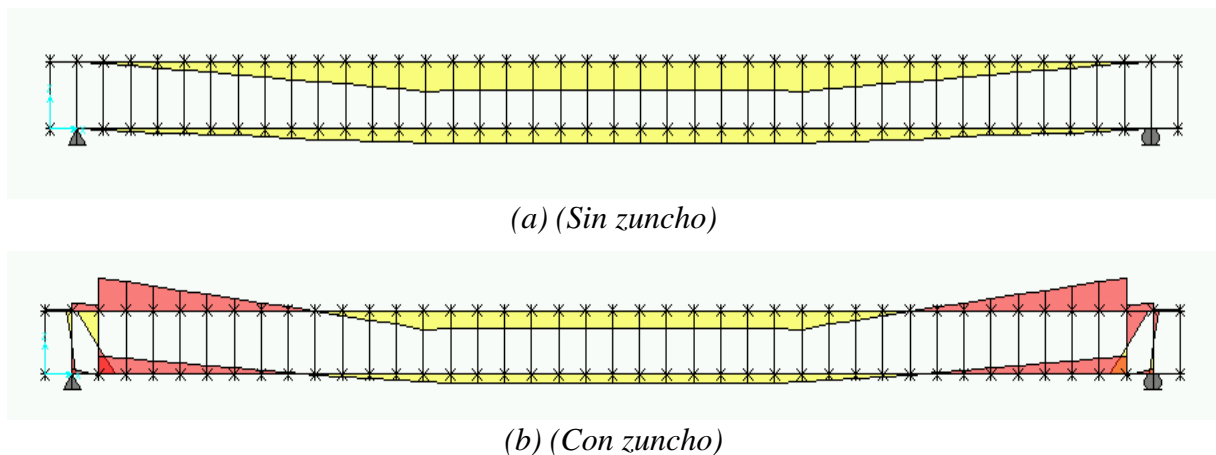


Figura 7.12: Momentos flectores en los paneles 3 y 4

En la tabla 7.4 se muestran los esfuerzos axiales y momentos flectores, presentados en cada uno de los conectores. Igualmente la tabla 7.5, muestra los esfuerzos axiales y momentos flectores en las barras superiores e inferiores de cada uno de los paneles.

7.4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES Y NUMÉRICOS

Cara a evaluar los posibles casos por los cuales pudo fallar la estructura, se plantean diferentes variables de análisis:

- Rotura por la soldadura de unión del conector con la malla.
- Pandeo del conector.

Igualmente, con el fin de comparar los resultados experimentales con los numéricos se analizarán y estudiarán:

- El momento solicitación característico (M_k) y momento último respuesta (M_u). Es decir, se compararan los resultados de cada uno de ellos sin incluir los coeficientes de minoración ni mayoración del material ($S_{caract.} < R_{caract.}$)
- Flecha en el centro del vano.

Cabe recordar que la carga aplicada para cada uno de los paneles a la estructura de barras corresponde al promedio de la carga de rotura de cada panel durante el ensayo (tabla 7.2), es decir 30 kN. Contemplando igualmente la carga por peso propio del panel, $pp = 1,81 \text{ N/mm}$ (Ec. 7.2).

7.4.1. Rotura de la soldadura de unión del conector con la malla

Para llevar a cabo este análisis la tensión máxima para el conector más solicitado no debe ser mayor al límite elástico del acero, minorizado en un 30% para las soldaduras de unión, según la norma UNE 36739:1995EX ($0,30 f_{yk}$). Con el fin de evitar un despegue del nudo de unión del conector con la malla que conforma el panel. Esta tensión está dada según la ecuación 7.3.

$$\sigma = \frac{N_{conector}}{A_{s_{conector}}} \leq 30\% f_{yk} \quad (\text{Ec. 7.3})$$

La tabla 7.6 muestra los resultados de esfuerzos axiales y momentos flectores para todos los conectores de los paneles 3 y 4, siguiendo la conformación geométrica de la figura 7.5. Los valores negativos son las compresiones y los valores positivos las tracciones. Los conectores del panel 4 con zuncho que presentan momentos flectores negativos y positivos, en la tabla se enuncia el máximo momento flector presentado en cada uno de ellos.

Conector Nº	Ubicación (mm)	Panel 3		Panel 4	
		Esfuerzo axial (kN)	Momento flector (kNxmm)	Esfuerzo axial (kN)	Momento flector (kNxmm)
1	0	-3,84E+00	4,79E+01	-4,29E-01	7,06E+01
2	75	-3,83E+00	4,80E+01	-7,05E+00	1,04E+03
3	150	-2,68E+00	4,78E+01	-3,85E+00	5,95E+03
4	225	-1,39E+00	4,75E+01	-2,19E-01	1,90E+00
5	300	-5,07E-01	4,68E+01	-2,26E-01	3,40E+00
6	375	-5,00E-02	4,58E+01	-1,62E-01	4,60E+00
7	450	1,15E-01	4,46E+01	-8,70E-02	5,60E+00
8	525	1,35E-01	4,31E+01	-2,60E-02	6,40E+00
9	600	1,00E-01	4,13E+01	5,77E-03	7,00E+00
10	675	3,80E-02	3,92E+01	-1,20E-02	7,40E+00
11	750	-7,60E-02	3,69E+01	-1,09E-01	7,50E+00
12	825	-2,98E-01	3,43E+01	-3,23E-01	7,40E+00
13	900	-6,76E-01	3,14E+01	-6,75E-01	7,10E+00
14	975	-1,17E+00	2,83E+01	-1,11E+00	6,60E+00
15	1.050	-1,51E+00	2,49E+01	-1,39E+00	5,90E+00
16	1.125	-1,17E+00	2,13E+01	-1,11E+00	5,10E+00
17	1.200	-6,75E-01	1,78E+01	-6,82E-01	4,20E+00
18	1.275	-3,03E-01	1,42E+01	-3,33E-01	3,40E+00
19	1.350	-9,40E-02	1,07E+01	-1,16E-01	2,60E+00
20	1.425	-7,14E-03	7,10E+00	-8,01E-03	1,70E+00
21	1.500	1,80E-02	3,60E+00	3,40E-02	8,55E-01
22	1.575	2,10E-02	-2,37E-11	4,40E-02	2,63E-12
23	1.650	1,80E-02	-3,60E+00	3,40E-02	8,57E-01
24	1.725	-7,14E-03	7,10E+00	-8,01E-03	1,70E+00
25	1.800	-9,40E-02	1,07E+01	-1,16E-01	2,60E+00
26	1.875	-3,03E-01	1,43E+01	-3,33E-01	3,40E+00
27	1.950	-6,75E-01	1,78E+01	-6,82E-01	4,30E+00
28	2.025	-1,17E+00	2,14E+01	-1,11E+00	5,10E+00
29	2.100	-1,51E+00	2,49E+01	-1,39E+00	5,90E+00
30	2.175	-1,17E+00	2,83E+01	-1,11E+00	6,60E+00
31	2.250	-6,76E-01	3,14E+01	-6,75E-01	7,10E+00
32	2.325	-2,98E-01	3,43E+01	-3,23E-01	7,40E+00
33	2.400	-7,60E-02	3,69E+01	-1,09E-01	7,50E+00
34	2.475	3,80E-02	3,92E+01	-1,20E-02	7,40E+00
35	2.550	1,00E-01	4,13E+01	5,77E-03	7,00E+00
36	2.625	1,35E-01	4,31E+01	-2,60E-02	6,40E+00
37	2.700	1,15E-01	4,46E+01	-8,70E-02	5,70E+00
38	2.775	-5,00E-02	4,59E+01	-1,62E-01	4,60E+00
39	2.850	-5,07E-01	4,68E+01	-2,26E-01	3,40E+00
40	2.925	-1,39E+00	4,75E+01	-2,19E-01	1,90E+00
41	3.000	-2,68E+00	4,79E+01	-3,85E+00	-5,95E+03
42	3.075	-3,83E+00	4,80E+01	-7,05E+00	-1,04E+03
43	3.150	-3,84E+00	4,79E+01	-4,29E-01	-7,06E+01

Tabla 7.6: Esfuerzos axiales y momentos flectores en los conectores de los paneles 3 y 4

Ahora bien en el caso del **panel 3** con EPS 120 mm sin zuncho, se toma el valor del esfuerzo axial para el conector N° 1, $N = 3,84 \text{ kN}$ (*compresión*) que es el más solicitado, cabe anotar que debido a la simetría del panel, el valor obtenido es el mismo que para el conector N° 43.

Este esfuerzo axial, como se explica anteriormente, según el modelo numérico está dado para un conector de diámetro equivalente de 6,7 mm ($5\phi 3\text{mm}$), luego el esfuerzo axial absorbido por un conector de diámetro 3 mm, es de $0,768 \text{ kN}$.

La tensión obtenida en este caso es de **108,65 MPa**, comparado con el 30% $f_{yk} = 150 \text{ MPa}$, no se supera este límite, con lo cual no se produce una rotura de la soldadura y por lo mismo, no se presenta un despegue total del nudo de unión del conector con la malla.

$$\sigma(108,65 \text{ MPa}) < 0,30 f_{yk} (150 \text{ MPa}) \quad (\text{No Rompe la soldadura})$$

Para el caso del **panel 4** con EPS 120 mm con zuncho, el valor del esfuerzo axial para el conector N° 15 es el más solicitado, al igual que el conector N° 29, por la simetría del panel, $N = 1,39 \text{ kN}$ (*compresión*).

El esfuerzo axial absorbido por un conector de diámetro 3 mm es de $0,278 \text{ N}$ y la tensión en este caso es de **39,33 MPa**. Con este resultado no se supera el 30% límite elástico del acero, por esto, al igual que en el caso anterior no se produce un despegue de la soldadura de unión del conector con la malla.

$$\sigma(39,33 \text{ MPa}) < 0,30 f_{yk} (150 \text{ MPa}) \quad (\text{No Rompe la soldadura})$$

En ambos casos no se produce un despegue de la soldadura de unión (conector – malla), sin embargo, la probabilidad de que esto se provoque es más alta para el panel 3 sin zuncho, ya que la tensión obtenida es el 73% del límite establecido por la norma, en comparación con en el panel 4 para el cual el resultado es un 26% de éste. Por eso, en el caso referente a la soldadura de unión, es más favorable el comportamiento del panel 4 conformado con el zuncho, atribuyendo dicha conducta al zuncho, pues éste absorbe mayores esfuerzos axiales y por lo mismo evita que los conectores se sobrecarguen y pierdan su función de cercos de unión, manteniendo al panel como un solo conjunto.

7.4.2. Pandeo del conector

Para el análisis del posible pandeo en los conectores, el esfuerzo axial para el conector más solicitado no deberá sobrepasar la carga crítica (N_{cr}) obtenida por medio de la formulación propuesta por Euler (ecuación 7.4), esto con el fin de evitar que se produzca cualquier efecto de segundo orden. La ecuación de Euler está dada por:

$$N_{\text{crítico}} = \frac{\pi^2 E_s I}{L_o^2} \quad (\text{Ec. 7.4})$$

Donde:

E_s es el módulo de elasticidad del acero con un valor de 210.000 MPa.
 I_{conector} la inercia que depende del diámetro del conector, en este caso es 3 mm y está dada por la ecuación 7.5:

$$I_{\text{conector}} = \frac{\pi \phi^4}{64} = 0,05 \phi^4 \quad (\text{Ec. 7.5})$$

$$I_{\text{conector}} = 4,05 \text{ mm}^4$$

L_o es la longitud de pandeo del conector, depende de las condiciones de borde utilizadas para cada conector, en este caso, se asume una condición de empotramiento en ambos extremos $L_o = 0,5 * 150 = 75 \text{ mm}$ [EHE, 1999].

La carga crítica obtenida por medio de la formulación de Euler (Ec. 7.4) es $N_{\text{crítico}} = 1,49 \text{ kN}$.

En el caso del **panel 3**, se toma el valor del esfuerzo axial para el conector N° 1, $N = 0,768 \text{ kN}$ (compresión, $\phi 3 \text{ mm}$), comparado con la carga crítica de Euler, ésta es mayor al esfuerzo axial obtenido en el conector. Al no ser superada no se presenta un efecto de pandeo sobre los conectores que conforman el panel.

$$N_{\text{crítico}} (1,49 \text{ kN}) > N_{\text{conector}} (0,768 \text{ kN}) \quad (\text{No Pandeo})$$

Para el caso del **panel 4**, se toma el esfuerzo axial del conector más solicitado, N° 15, donde $N = 0,278 \text{ kN}$, (compresión, $\phi 3 \text{ mm}$). Comparando este valor con la carga crítica de Euler, no se supera dicha carga y al igual que en el caso anterior, no se produce ningún efecto de pandeo en el conector.

$$N_{\text{crítico}} (1,49 \text{ kN}) > N_{\text{conector}} (0,278 \text{ kN}) \quad (\text{No pandeo})$$

En ninguno de los casos (Panel 3 y 4) se presenta un pandeo de los conectores, sin embargo, si existe una gran diferencia entre los esfuerzos axiales presentados, ya que es mayor el esfuerzo en el conector para el **panel 3 sin zuncho**. Este esfuerzo es un 51% de la carga crítica de Euler, en el **panel 4 con zuncho** el resultado es un 18% de la carga crítica. Por esto es más probable que se presente un pandeo de los conectores en el caso del panel 3, no obstante ambos valores se encuentran alejados del valor crítico.

Debido al zuncho en el panel 4, los conectores reciben esfuerzos axiales menores, ya que las cargas se reparten de manera uniforme, evitando de esta manera que se produzca un posible efecto de segundo orden (pandeo).

7.4.3. Comparación Momento sollicitación característico (M_k) y momento último respuesta (M_u)

1. Panel 3 EPS 120 mm sin zuncho

Con el fin poder estudiar el comportamiento del panel a flexión, se llevara a cabo una comparación entre los resultados experimentales y numéricos, considerando en este caso el momento sollicitación dado experimentalmente (M_k) y el momento último (M_u) para una sección de 900 mm, que es la sección del panel ensayado.

Se analizarán los momentos producidos en la sección central del panel y si es necesario en la sección próxima al apoyo, así:

a) Sección Central

Para hallar el momento sollicitación en la sección central del panel, se toma el momento flector producido inicialmente en una viga simplemente apoyada con una carga repartida (peso propio) y posteriormente se toma el momento para una viga con dos cargas puntuales. Sumados éstos dos, se tiene el momento flector sollicitación (M_k) para todo el panel.

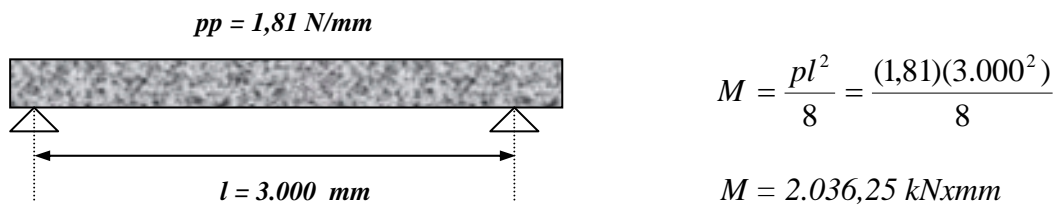


Figura 7.13: Momento flector viga con carga repartida

Luego para una viga con dos cargas concentradas, asumiendo la carga $p = 30 \text{ kN}$, el momento flector sollicitación es:

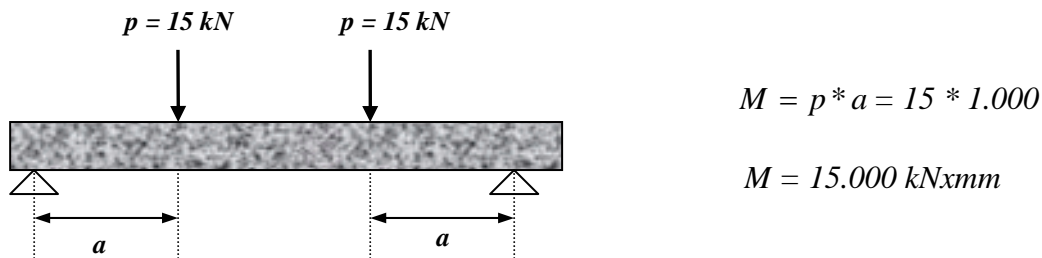


Figura 7.14: Momento flector viga con dos cargas puntuales

Sumando ambos casos se obtiene un momento flector solicitación en la sección central del panel de $M_k = 17.036,25 \text{ kNxmm}$. Ahora bien para tener un mejor análisis de este momento flector durante el ensayo, se varía la distancia a desde al apoyo a la carga puntual y así poder ver su influencia en los resultados (figura 7.14).

La tabla 7.7 muestra los diferentes valores del momento para una viga con dos cargas puntuales, variando como se menciona la distancia a . A su vez, en la tabla citada se muestra la sumatoria de los dos momentos en la sección central (momento viga con carga repartida peso propio y momento viga con dos cargas puntuales) obteniendo el momento máximo producido M_k (momento solicitación característico) en todo el panel.

	$a = 900 \text{ mm}$	$a = 1.000 \text{ mm}$	$a = 1.100 \text{ mm}$
Peso propio (kNxmm)	2.036,25	2.036,25	2.036,25
Cargas puntuales (kNxmm)	13.500	15.000	16.500
Momento solicitación (M_k) (kNxmm)	15.536,25	17.036,25	18.536,25

Tabla 7.7: Momentos solicitación sección central – Panel 3

En dicha tabla se puede ver un aumento del momento en un 10% a medida que se varia la distancia a desde el apoyo a la carga aplicada, este puede ser un valor determinante en el resultado de la carga de rotura del panel.

Para determinar el valor del momento último (M_u) de la sección central, se parte de la hipótesis de un comportamiento de la sección en un dominio 2 de deformación ($0 < x < 0,259d$), para el cual se obtiene un $M_u = 32.191,6 \text{ kNxmm}$. El anexo A.2 muestra el cálculo detallado del momento último de la sección.

Comparando ambos valores (M_u y M_k), el valor del momento solicitación es menor al momento último, el panel no rompe por su sección central para un nivel de carga de 30 kN. Cabe anotar que en el momento último no están incluidos los coeficientes de seguridad y minoración del material.

$$M_u (32.191,6 \text{ kNxmm}) > M_k (17.036,25 \text{ kNxmm}) \quad (\text{La sección no rompe})$$

2. Panel 4 EPS 120 mm con zuncho

En este panel, el zuncho en los bordes crea un empotramiento parcial del elemento, por esto la ley de momentos flectores sube en los extremos produciendo momentos flectores negativos como puede observarse en la figura 7.12 (b). Para llevar a cabo el análisis en este panel, se estudiarán los momentos flectores producidos para una viga con empotramientos parciales (%) en sus extremos y al igual que en el panel anterior se sumaran los dos casos, viga con carga repartida (peso propio) y una viga con dos cargas puntuales, para obtener el momento solicitación (M_k) de la sección. De esta manera se

realizará un comparativo entre el momento solicitación y el momento último de la sección (M_u).

a) Sección Central

Como primera instancia se halla el momento flector solicitación (M_k) para una viga empotrada 100% en sus extremos, aplicando sobre ella una carga repartida, resultante del peso propio del panel (figura 7.15).

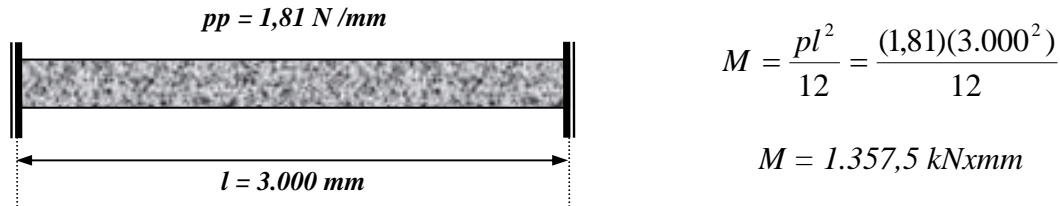


Figura 7.15: Momento flector viga con carga repartida

Por otra parte se tiene una viga empotrada 100%, con dos cargas puntuales (figura 7.16) asumiendo $p = 30 \text{ kN}$.

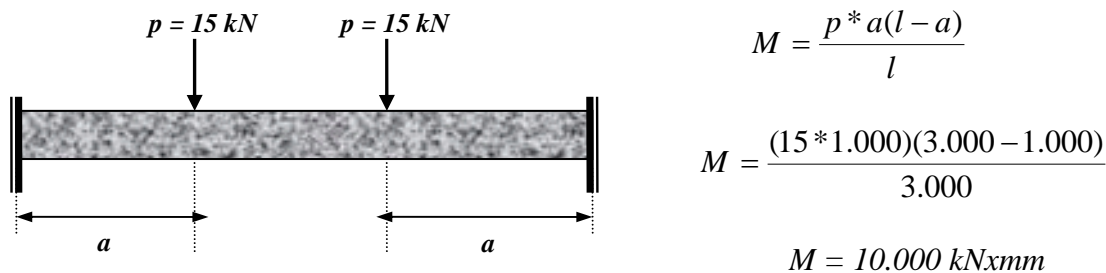


Figura 7.16: Momento flector viga con dos cargas puntuales

Sumando ambos casos, se obtiene un momento flector solicitación en la sección central del panel 4 de $M_k = 11.357,5 \text{ kNxmm}$.

Luego, para tener un mejor análisis del momento solicitación durante el ensayo, se varía al igual que en el panel anterior, la distancia a desde al apoyo a la carga puntual (figura 7.16) y así ver su influencia en los resultados.

La tabla 7.8 muestra los diferentes valores del momento solicitación con dos cargas puntuales, variando la distancia a . A su vez muestra la sumatoria de los dos momentos para así obtener el momento solicitación característico (M_k) producido en la sección central del panel 4.

En la citada tabla se puede ver un aumento de este momento en un 5% a medida que se varía la distancia a .

	$a = 900 \text{ mm}$	$a = 1.000 \text{ mm}$	$a = 1.100 \text{ mm}$
Peso propio (kNxmm)	1.357,5	1.357,5	1.357,5
Cargas puntuales (kNxmm)	9450,0	10.000,0	10.450,0
Momento sollicitación (M_k) (kNxmm)	10.807,5	11.357,5	11.807,5

Tabla 7.8: Momento sollicitación sección central – Panel 4

Con el resultado anterior, se dice que el valor obtenido del momento último (M_u) (anexo A.2) es mayor al momento sollicitación (M_k), con lo cual la sección no rompe por su sección central.

$$M_u (32.191,6 \text{ kNxmm}) > M_k (11.357,5 \text{ kNxmm}) \quad (\text{No rompe por sección central})$$

Lo anterior da lugar a un análisis de este panel 4 en la sección del apoyo, en el punto de unión entre el zuncho y el panel.

b) Sección próxima al apoyo

Tras el análisis anterior por medio del cual el panel 4 no rompe en su sección central, se da lugar a un estudio en la sección próxima al apoyo, ya que este panel está conformado con el zuncho en los extremos (figura 7.17). Se realizará un comparativo con los resultados del momento sollicitación (M_k) y el momento último de la sección (M_u) con el fin de corroborar si la sección rompe o no después del zuncho, así:

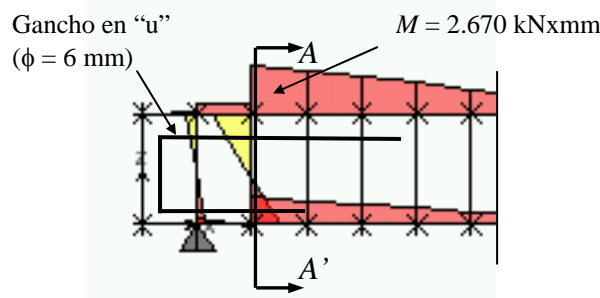


Figura 7.17: Detalle sección A-A' - Panel 4 EPS 120 mm con zuncho

Se obtiene el momento sollicitación (M_k) de la sección próxima al zuncho, (sección A-A', figura 7.17) a una distancia $x = 75 \text{ mm}$ del borde del panel, esto para una viga con una carga repartida equivalente al peso propio del elemento. La longitud del panel en este caso es de 2.850 mm , distancia entre zuncho y zuncho.

$$M_{p,p} = \frac{p * l^2}{12} = \frac{(1,81)(2.850^2)}{12} = 1.225,14 \text{ kNxmm}$$

Igualmente, se halla el momento para una viga con dos cargas puntuales, donde $p = 15 \text{ kN}$ y $a = 1.000 \text{ mm}$.

$$M = \frac{p * a(l - a)}{l} = \frac{(15 * 1.000)(2.850 - 1.000)}{2.850} = 9.736,84 \text{ kNxmm}$$

La sumatoria de ambos momentos, dan como resultado un momento sollicitación característico en la sección próxima al apoyo $M_k = 10.961,98 \text{ kNxmm}$.

Ahora bien, se halla el momento último (M_u) de la sección A-A' según la figura 7.17. De tal manera que se asume que la sección se comporta en un dominio 2 de deformación, obteniendo como resultado un valor de $M_u = 22.492,06 \text{ kNxmm}$. El anexo A.2 muestra un detalle del cálculo de este momento último.

El momento último que se produce en la sección próxima al apoyo es mayor al momento sollicitación, lo cual indica que la sección no rompe después del zuncho.

$$M_u (22.492,06 \text{ kNxmm}) > M_k (10.961,98 \text{ kNxmm}) \quad (\text{La sección no rompe})$$

Cabe anotar que el momento último obtenido anteriormente para la sección próxima al apoyo, contempla un área de armadura total, comprendida por la sumatoria de la malla que conforma el panel y los ganchos en forma de "U" ($5\phi 6\text{mm}$), $A_s = 250,32 \text{ mm}^2$.

Teniendo en cuenta que al formar el zuncho de borde, éste no se encuentra armado con la malla que conforma el panel, se toma la misma sección próxima al apoyo, teniendo en cuenta solo el área de la armadura de acero de los 5 ganchos en forma de "u" ($A_s = 141,37 \text{ mm}^2$). De esta manera se obtiene un valor del momento último igual a $12.792,45 \text{ kNxmm}$.

$$M_u (12.792,45 \text{ kNxmm}) > M_k (10.961,98 \text{ kNxmm}) \quad (\text{La sección no rompe})$$

Al comparar ambos momentos, el momento último es mayor al momento sollicitación. Sin embargo, en este caso existe una diferencia mucho menor entre los dos momentos, situando el comportamiento del panel en el ensayo dentro de lo contemplado anteriormente.

c) A nivel local

Tomando como base el resultado obtenido anteriormente, a nivel local es posible realizar una corroboración tomando el momento producido en la primera barra superior después del zuncho, según los resultados del modelo numérico para un nivel carga de 10 kN y así saber si éste supera el esfuerzo máximo del mortero a tracción, encontrándose fisurado o no en este punto.

Según la figura 7.17 el momento producido es de 2.670 kNxmm , así que se halla el valor de la tensión del mortero en este punto.

$$\sigma = \frac{My}{I} = \frac{2.670 * 25}{\left(\frac{900 * 50^3}{12}\right)} = 7,12 \text{ N/mm}^2 > 10\% f_c (2,50 \text{ N/mm}^2) \quad (\text{Fisura})$$

Según el resultado anterior, la capa superior se encuentra fisurada para un nivel de carga de 10 kN, ya que el valor de la tensión en el punto más próximo al apoyo, supera el esfuerzo máximo del mortero a tracción.

d) Cortante

Una de las posibles roturas del panel puede deberse al efecto de **cortante** producido en la armadura transversal, así que se corroborará si ésta no presenta ningún efecto de segundo orden que pueda ocasionar la rotura del elemento.

Se obtiene el esfuerzo cortante de cálculo del panel (V_{rd}), según la [EHE, 1999], sumando los esfuerzos cortantes de una viga simplemente apoyada con carga repartida y una viga con dos cargas puntuales ($p = 15 \text{ kN}$), así:

$$V_{rd} = \frac{pl}{2} + p = \frac{(1,81)(3.000)}{2} + (15) = 17,75 \text{ kN}$$

El análisis se realiza asumiendo únicamente la contribución del acero de la armadura pasante (conectores) para una de las fisuras de compresión presentada a 45°, despreciando la contribución a efectos de cortante de la capa de mortero a compresión y la capa de tracción. Se consideran tres opciones, cada una de ellas respecto a los conectores que se encuentran en una de las fisuras a 45°.

Opción 1: contribución de un (1) conector.

Opción 2: contribución de dos (2) conector.

Opción 3: contribución de 1,6 conectores. (120 mm / 75 mm = 1,6)

Teniendo en cuenta la armadura transversal en los 900 mm de ancho del panel, 5 conectores, se obtiene la carga correspondiente a cada conector con respecto al esfuerzo cortante de cálculo producido en el panel:

$$\text{Opción 1: } \frac{17,75}{5} = 3,55 \text{ kN}$$

$$\text{Opción 2: } \frac{17,75}{(5)(2)} = 1,78 \text{ kN}$$

$$\text{Opción 3: } \frac{17,75}{(5)(1,6)} = 2,22 \text{ kN}$$

Ahora bien la carga crítica de Euler obtenida en cada conector según la ecuación 7.4 es $N_{crítica} = 1,50 \text{ kN}$, aplicando la inercia de la sección según la ecuación 7.5 ($I_{conector} = 4,05 \text{ mm}^4$)

Cada una de las opciones planteadas anteriormente superan la carga crítica de Euler, produciéndose un efecto de pandeo sobre los conectores que conforman el panel.

Es factible afirmar que al presentarse este pandeo en los conectores, seguidamente se produce la rotura del panel, ya que no se cuenta con los elementos transversales que actúan como rigidizadores del elemento; esto sin considerar ningún tipo de contribución por parte del poliestireno expandido (EPS).

7.4.4. Flecha en el centro del vano.

1. Panel 3 EPS 120 mm sin zuncho

Para este análisis se toma el valor de la flecha para una carga de 10 kN, ya que es una carga para una condición de servicio para realizar la comparación entre los resultados obtenidos experimentalmente con los de cálculo.

La flecha mediante el cálculo se obtiene con la sumatoria de las flechas para una viga simplemente apoyada con una carga repartida correspondiente al peso propio y una viga con dos cargas puntuales.

Ahora bien, la inercia asumida en una sección de 900 mm está dada según la ecuación 7.6, en ella se especifica una inercia efectiva que de forma general tendría un 10% (α) de la sección sin fisurar, lo que corresponde a la inercia sin fisurar (I_{sf}) y un 90% (β) de la inercia fisurada (I_f).

$$I_e = \alpha I_{sf} + \beta I_f \quad (\text{Ec. 7.6})$$

$$I_e = (0,10)(583.373.021,1) + (0,90)(78.718.610,5)$$

$$I_e = 129.184.051,5 \text{ mm}^4$$

Para obtener la flecha en el centro del vano, se toman como base las condiciones del cálculo propuestas en el capítulo anterior, así:

$$y = \frac{5}{384} * \left(\frac{pl^4}{0,75E_c I_e} \right) \quad (\text{Ec. 7.7})$$

Considerando una reducción del módulo de elasticidad del hormigón entre un 60 y 80%, asumiendo en este caso el 75% de éste, $E_c = 18.640 \text{ MPa}$. Luego, se obtienen las flechas así:

- Flecha máxima para una viga simplemente apoyada, con carga repartida:

$$f = \frac{5}{384} \frac{pl^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{1,81 * 3.000^4}{(18.640)(129.184.051,5)} = 0,79 \text{ mm}$$

- Flecha máxima para una viga con dos cargas puntuales:

$$f = \frac{pa}{24EI}(3L^2 - 4a^2) = \frac{(5000)(1.000)}{24(18640)(129.184.051,5)}(3(3.000^2) - 4(1.000^2)) = \mathbf{1,99 \text{ mm}}$$

La flecha total obtenida por cálculo en el centro del vano es de **2,78 mm**, este valor es menor a la flecha dada experimentalmente, $f = 7,13 \text{ mm}$, para este mismo escalón de carga. Uno de los factores que pueden afectar la diferencia de los resultados puede ser el efecto de fluencia, ya que el valor de flecha por cálculo es la flecha máxima instantánea, sin embargo, los datos tomados experimentalmente muestran flechas diferidas. Esta puede ser la discrepancia entre resultados.

2. Panel 4 EPS 120 mm con zuncho

Las flechas en el centro del vano para este panel dadas mediante el cálculo, son obtenidas al igual que en caso anterior por la sumatoria de las flechas para una viga empotrada en sus extremos con carga repartida y una viga con dos cargas puntuales. Igualmente se toma un nivel de carga de servicio de 10 kN.

La inercia efectiva se asume igual que en el caso anterior según la ecuación 7.6, $I_e = 129.184.051,5 \text{ mm}^4$, igualmente un 75% del módulo de elasticidad del hormigón $E_c = 18640 \text{ MPa}$.

- Flecha máxima para una viga empotrada en sus extremos (100%) con carga repartida:

$$f = \frac{1}{384} \frac{pl^4}{EI} = \frac{1}{384} \frac{(1,81)(2.850^4)}{(18640)(129.184.051,1)} = \mathbf{0,13 \text{ mm}}$$

- Flecha para una viga empotrada en sus extremos (100%) con dos cargas puntuales:

$$f = \frac{pa^2}{24EI}(3l - 4a) = \frac{5.000 * 1.000^2}{24(18.640)(129.184.051,1)}((3)(2.850) - (4)(1.000)) = \mathbf{0,39 \text{ mm}}$$

La flecha total por cálculo en el centro del vano es de **0,52 mm**, este valor está muy por debajo del valor obtenido experimentalmente ($f = 5,68 \text{ mm}$), sin embargo, cabe aclarar que en este caso se está considerando al elemento con un porcentaje de empotramiento del 100%, lo que puede influir en la flecha obtenida por cálculo.

Además de lo anterior, se puede atribuir la diferencia de los resultados entre la flecha obtenida experimentalmente y por cálculo, al efecto de fluencia durante el proceso de carga, ya que al igual que para el panel 3 sin zuncho, los valores experimentales contemplan flechas diferidas que aumentan el resultado de la flecha final.

A manera de análisis se pueden plantear diferentes variables influyentes dentro del cálculo, por las cuales existe esta diferencia con los resultados experimentales. Puede deberse a:

- La inercia total del panel.
- Módulo de elasticidad mortero (% del módulo de elasticidad del hormigón)
- Efecto de fluencia (factor resultante de la deformación por fluencia)

a) La inercia total del panel

Como primera instancia, una de las variables más importantes dentro del cálculo de flechas es la *inercia de la sección*. En los casos anteriores, ésta se asume como una sección compuesta por 50 mm de capa superior, 120 mm de EPS y 40 mm de capa inferior. Para las capas de hormigón se toma el espesor medio de las mismas (figura 7.18), es decir se asume el área de hormigón entre las ondas del poliestireno como contribuyente dentro del área total de la sección.

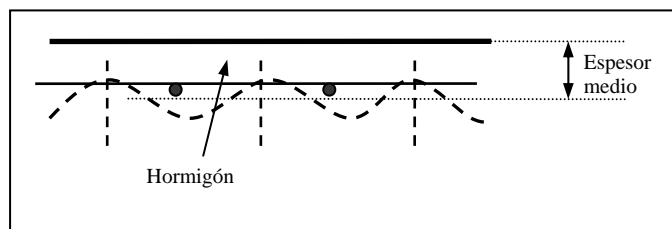


Figura 7.18: *Espesor medio entre capas de mortero y EPS*

Ahora bien, para llevar a cabo este análisis, se asume una sección del panel depreciando el área de hormigón entre las ondas de EPS, tomando el área desde la cresta de la onda tal y como se muestra la figura 7.19.

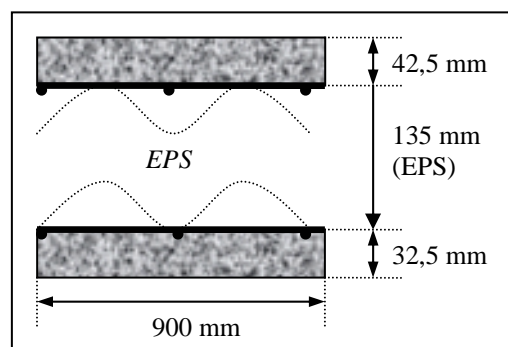


Figura 7.19: *Sección de panel sin espesores medios*

Entonces, la sección tiene en este caso una capa superior de hormigón de 42,5 mm, el EPS 135,0 mm de espesor y una capa inferior de 32,5 mm.

La inercia sin fisurar de la sección, según la citada figura es $I_{sf} = 524.345.334,2 \text{ mm}^4$, un valor menor al obtenido para la sección anterior ($I_{sf} = 583.373.021,1 \text{ mm}^4$). Asimismo se obtiene la inercia fisurada de la sección $I_f = 71.212.283,2 \text{ mm}^4$.

Con las inercias obtenidas anteriormente, se halla la inercia efectiva de la sección, según la ecuación 7.6, asumiendo un 10% (α) de la inercia sin fisurar y un 90% (β) de la inercia fisurada, donde $I_e = 116.525.588,3 \text{ mm}^4$. Más adelante se realizará el cálculo de la flecha en el centro de vano, teniendo en cuenta esta nueva inercia efectiva.

b) Módulo de elasticidad mortero

Otro aspecto importante que influye dentro de los cálculos de flecha, es el módulo de elasticidad del mortero, éste se asume como un 75% del módulo de elasticidad del hormigón, hallado según la Norma EHE, $E_c = 8500\sqrt[3]{f_c}$. Debido a lo expuesto en el capítulo anterior, el hormigón al ser de tipo proyectado se diferencia del hormigón convencional por tener mayor proporción de finos y una mayor porosidad interna, lo cual incide en un valor menor del módulo de deformación al correspondiente a un hormigón convencional.

Ahora bien, considerando el valor del módulo de elasticidad del hormigón proyectado en el entorno del 60 al 80 %, para este segundo análisis este módulo puede ser reducido hasta en un 60%, es decir **14912,40 MPa**.

c) Efecto de fluencia

Como tercera variable de análisis, la cual no se ha tenido en cuenta hasta el momento, es la fluencia, ya que como se menciona, por medio del cálculo no se tienen en cuenta las flechas diferidas debidas al efecto de fluencia en el elemento.

De esta manera según la EHE, artículo 50°, 50.2.2.3. (Cálculo de flecha diferida), se obtiene el factor multiplicador por efecto de fluencia a tener en cuenta dentro de esta flecha instantánea, así:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (\text{Ec. 7.8})$$

Donde:

ξ : Coeficiente que depende del grado de duración de la carga que es este caso se asumirá un valor de 0,7.

ρ' : Cuantía geométrica de la armadura a compresión de la sección útil **b** y **d**.

$$\rho' = \frac{A_s}{bd}$$

Donde: A_s es la armadura a compresión de la sección b d.

De esta manera según la ecuación 7.8 se obtiene un valor de $\lambda = 0,677$, correspondiente al factor de fluencia, éste se multiplica por la flecha instantánea que se obtenga mediante el cálculo.

Con lo expuesto anteriormente analizando tres posibles variables que inciden dentro del resultado realizado mediante el cálculo, se obtiene una nueva flecha instantánea para el **panel 3** sin zuncho, determinada con cada uno de estos factores.

- Flecha máxima para una viga simplemente apoyada, con carga repartida:

$$f = \frac{5}{384} \frac{Pl^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{1,81 * 3.000^4}{(14.912,40) * (116.525.588,3)} = \mathbf{1,10 \text{ mm}}$$

- Flecha máxima para una viga con dos cargas puntuales:

$$f = \frac{Pa}{24EI} (3L^2 - 4a^2) = \frac{(5.000)(1.000)}{24(14.912,40)(116.525.588,3)} (3(3.000^2) - 4(1.000^2)) = \mathbf{2,76 \text{ mm}}$$

La flecha total producida por cálculo en el centro del vano, es de **3,86 mm**, teniendo en cuenta el factor de fluencia ($\lambda = 0,677$), la flecha resultante es de **6,47 mm**. Éste valor se encuentra mucho más próximo al obtenido experimentalmente ($f = 7,13 \text{ mm}$), la diferencia en este caso no es determinante.

Al igual que en este caso del panel 3, se realiza el cálculo de la flecha instantánea en el **panel 4** conformado con el zuncho.

- Flecha máxima para una viga empotrada en sus extremos (100%) con carga repartida:

$$f = \frac{1}{384} \frac{pl^4}{EI} = \frac{1}{384} \frac{(1,81)(2.850^4)}{(14.912,40)(116.525.588,3)} = \mathbf{0,18 \text{ mm}}$$

- Flecha para una viga empotrada en sus extremos (100%) con dos cargas puntuales:

$$f = \frac{pa^2}{24EI} (3l - 4a) = \frac{5.0000 * 1.000^2}{24(14.912,40)(116.525.588,3)} ((3)(2.850) - (4)(1.000)) = \mathbf{0,55 \text{ mm}}$$

La flecha por cálculo en el centro del vano es de **0,73 mm** multiplicada por el factor de fluencia ($\lambda = 0,677$) la flecha resultante es de **1,22 mm**. Éste valor está por debajo del valor obtenido experimentalmente ($f = 5,68 \text{ mm}$), sin embargo cabe aclarar que en este caso, se considera el elemento con un porcentaje de empotramiento del 100%, lo cual no es del todo cierto. Por esto al considerar del entorno de un 40 a un 60% de empotramiento, y según la flecha para la viga simplemente apoyada se obtiene un valor de $f = \mathbf{3,88 \text{ mm}}$, un resultado más próximo al valor obtenido durante el ensayo.

Tras el análisis realizado anteriormente la tabla 7.9 muestra un resumen de los resultados obtenidos para cada uno de los casos analizados en ambos paneles (Panel 3 y 4), con los cuales se pueden determinar las siguientes conclusiones.

Análisis de Resultados	Panel EPS 120 mm			
	Panel 3 sin zuncho		Panel 4 con zuncho	
Soldadura unión conector-malla	No Rompe		No Rompe	
Pandeo del conector	No Pandeo		No Pandeo	
Momentos sección central (kNxmm)	$M_k=17.036,25$	$M_u=32.191,6$ (No rompe)	$M_k=11.357,5$	$M_u= 32.191,6$ (No rompe)
Momento extremo de la sección (armadura panel + ganchos "u") (kNxmm)	-		$M_k=10.961,98$	$M_u=22.492,06$ (No rompe)
Momento extremo de la sección (ganchos "u") (kNxmm)	-		$M_k=10.961,98$	$M_u=12.792,45$ (Rompe)
Flecha (inercia total)	2,78 mm		0,52 mm	
Flecha (Inercia sin espesores medios)	6,47 mm		3,88 mm (40% empotramiento)	
Fecha experimental (10 kN)	7,13 mm		5,68 mm	

Tabla 7.9: Resumen de los resultados obtenidos para cada una de las variables de análisis

7.5. CONCLUSIONES

Por medio de este análisis se puede concluir:

- Al realizar el análisis del comportamiento del panel sometido a flexión por medio de los resultados obtenidos en el modelo numérico, se pueden establecer los puntos críticos del elemento. En este caso, no se presentó ninguna rotura por la soldadura de unión del conector con la malla, ni por el pandeo de uno de los conectores, dando por descartada este tipo de rotura durante el ensayo.
- Para el cálculo de las flechas instantáneas, la formulación propuesta se ajusta a los valores obtenidos experimentalmente, teniendo en cuenta factores como la fluencia presentada durante el proceso de carga, la cual no se contempla dentro de la formulación propuesta. Posterior al análisis, este factor de fluencia puede ser del orden de 0,70 considerado un valor razonable para su aplicación.
- Es conveniente tener en cuenta además de lo anterior, para el cálculo de la inercia de la sección, tomar espesores constantes para las capas de hormigón y del poliestireno expandido, sin tener en cuenta los espesores medios de éstos. Esta es una aproximación razonable y del lado de la seguridad para el cálculo de la inercia efectiva.

- El zuncho en los extremos influye de manera positiva dentro del comportamiento a flexión del elemento, proporciona mayor rigidez al elemento creando un empotramiento parcial en el panel. Cabe anotar que del lado de la puesta en obra del panel, éste puede presentarse como una buena alternativa, facilitando la unión entre elementos, aparte de colaborar a un mejor comportamiento del panel desde el punto de vista de la deformabilidad. Hay que tener en cuenta la buena conformación de este zuncho de borde, ya que según el análisis realizado, éste puede manifestarse como el punto de inicio de las fisuras.