

Research Fund  
for Coal & Steel

# MAITCS<sup>+</sup>

Membrane Action of Composite Structures  
in Case of Fire

Documento Técnico

O. Vassart  
B. Zhao

# PREFACIO

Este proyecto ha sido financiado por la Comisión Europea, Fondo de Investigación del Carbón y el Acero (RFCS).

Esta publicación refleja únicamente el punto de vista del autor, y la Comisión no se hace responsable del uso que pueda darse a la información contenida en la misma.

La publicación se deriva de los resultados de varios proyectos de investigación:

- El proyecto FICEB+ del RFCS
- El proyecto COSSFIRE del RFCS
- El proyecto Leonardo da Vinci 'Fire Resistance Assessment of Partially Protected Composite Floors' (FRACOF).
- Un proyecto anterior financiado entre ArcelorMittal y el CTICM y realizado entre el CTICM y el SCI.

El método de cálculo simplificado se desarrolló inicialmente como resultado de los ensayos de fuego a gran escala sobre un edificio de varias plantas de estructura de acero en las instalaciones de ensayo del Building Research Establishment (BRE) en Cardington, Reino Unido. Gran parte de la base teórica del método de cálculo existía desde finales de los años cincuenta procedente de los estudios del comportamiento estructural de losas de hormigón de refuerzo a temperatura ambiente. La primera versión del método de cálculo simplificado apareció en la Guía de Diseño P288 del SCI 'Fire Safe Design: A New Approach to Multi-story Steel Framed Buildings', 2ª edición.

Si bien la aplicación del método al cálculo de la resistencia al fuego es relativamente novedosa, la base técnica del método está bien implantada.

El método de cálculo simplificado se incluyó en formato software por el SCI en 2000 y se publicó una versión actualizada en 2006 con ciertas mejoras.

Se recibieron contribuciones valiosas por parte de:

- Mary Brettle The Steel Construction Institute
- Ian Sims The Steel Construction Institute
- Louis Guy Cajot ArcelorMittal
- Renata Obiala ArcelorMittal
- Mohsen Roosefid CTICM
- Gisèle Bihina CTICM.

# Índice

	<b>Nº de página</b>	
1	INTRODUCCIÓN	1
2	PROGRAMA DE ENSAYO DE FUEGO EN CARDINGTON	2
2.1	Programa de estudio	2
2.2	Ensayo 1: Viga arriostrada	3
2.3	Ensayo 2: Estructura de plano	5
2.4	Ensayo 3: Esquina	7
2.5	Ensayo 4: Esquina	9
2.6	Ensayo 5: Sector de incendio extenso	10
2.7	Ensayo 6: Ensayo de demostración en oficina	11
2.8	Ensayo 7: Sector de incendio central	15
2.9	Comentarios generales sobre el comportamiento observado	18
3	ENSAYOS DE FUEGO EN APARCAMIENTOS DE VEHÍCULOS, FRANCIA	19
4	EVIDENCIA DE INCENDIOS ACCIDENTALES EN OTROS PAÍSES	25
4.1	Broadgate	25
4.2	Edificio Churchill Plaza, Basingstoke	27
4.3	Ensayos de fuego en Australia	28
4.4	Ensayo fuego en Alemania	31
4.5	Trabajo experimental a temperatura ambiente	32
4.6	Trabajo experimental a alta temperatura	33
5	MÉTODO DE CÁLCULO SIMPLIFICADO	34
5.1	Introducción a la teoría de la línea de fluencia y el efecto membrana	34
5.2	Cálculo de la resistencia de forjados colaborantes según el método de diseño simple	39
5.3	Fallo por compresión del hormigón	52
6	DESARROLLO DE UN MANUAL DE DISEÑO	54
6.1	Supuestos de diseño	54
6.2	Criterio de fallo	55
6.3	Método de cálculo	60
6.4	Diseño de vigas perimetrales resistentes al fuego	62
6.5	Análisis térmico	69
7	ENSAYO DE RESISTENCIA AL FUEGO DE UN SISTEMA DE FORJADO COLABORANTE A ESCALA COMPLETA	76
7.1	Alcance	76
7.2	Ensayo FRACOF	76
7.3	Programa de ensayo de fuego COSSFIRE	91
7.4	Ensayo de fuego a gran escala de un forjado colaborante con vigas alveolares de acero de gran luz	102
8	ESTUDIOS NUMÉRICOS PARAMÉTRICOS	116
8.1	Alcance	116
8.2	Verificación del modelo numérico de ANSYS con el ensayo FRACOF	116
8.3	Comprobación del modelo numérico de SAFIR en ensayos de fuego	121
8.4	Estudio numérico paramétrico utilizando la curva estándar temperatura-tiempo	137
8.5	Conclusión	152
9	BIBLIOGRAFÍA	153

# RESUMEN

Los ensayos de fuego a gran escala realizados en numerosos países y las observaciones de incendios reales en edificios han demostrado que el comportamiento frente al fuego de edificios de estructura de acero colaborante es notablemente mejor que indicado en los ensayos de resistencia al fuego de elementos aislados. Es evidente que hay grandes reservas de resistencia al fuego en los edificios modernos de estructura -de acero y que los ensayos de resistencia al fuego en elementos sin restricciones no proporcionan un indicador satisfactorio sobre el comportamiento de dichas estructuras.

Como resultado de la observación y el análisis del programa de ensayos frente al fuego a gran escala en el edificio BRE de Cardington, realizado entre 1995 y 1996, se definió un modelo de cálculo simplificado basado en el efecto membrana del forjado colaborante de acero y hormigón que permite a los diseñadores aprovechar la resistencia al fuego de la propia placa de forjado colaborante sin necesidad de recurrir al análisis por elementos finitos del comportamiento de todo el edificio. Sin embargo, debido de esta característica, este concepto innovador de cálculo resulta aún poco conocido para la mayor parte de los ingenieros y autoridades. En consecuencia, este documento técnico pretende proporcionar todo la información de referencia necesaria para ayudar al lector a comprender fácilmente los fundamentos de las recomendaciones de diseño del modelo de cálculo simplificado anterior.

En este documento técnico se describen las bases teóricas del método de cálculo simplificado y su desarrollo para su aplicación en ingeniería de seguridad contra incendios. Se incluye una revisión de los ensayos de fuego más importantes que se han realizado a gran escala en edificios en todo el mundo y se resumen los datos de ensayo correspondientes a cada uno. A su vez, se aporta información sobre las observaciones realizadas en cuanto al comportamiento de edificios de varias- plantas frente a incendios accidentales. Por otro lado, el documento proporciona información detallada de los nuevos ensayos de fuego a gran escala en sistemas de forjado colaborante realizados bajo fuego ISO de larga duración, que vuelven a confirmar la validez del modelo de cálculo simplificado. El carácter conservador del modelo de cálculo simplificado queda demostrado mediante su comparación con el estudio numérico paramétrico realizado con la ayuda de modelos de cálculo avanzado.



# 1 INTRODUCCIÓN

Varios ensayos de fuego a gran escala llevados a cabo en una serie de países junto a las observaciones de incendios en edificios reales nos demuestran que el rendimiento ante los incendios de edificios metálicos con forjado colaborante (losas de hormigón conectadas a vigas de acero por medio de puntales con cabezal) es mucho mejor que el indicado por los ensayos de resistencia antiincendios de losas o vigas mixtas a modo de elementos estructurales aislados. Es evidente que hay grandes reservas de resistencia antiincendios en forjados metálicos colaborantes de edificios modernos, y que los ensayos estándar de resistencia antiincendios en elementos individuales sin restricción no son un indicador satisfactorio del rendimiento real de dichas estructuras.

El análisis desvela que este excelente rendimiento ante el fuego se debe al desarrollo de un efecto de membrana de tracción en la losa de hormigón armado y el efecto de catenaria de las vigas de acero.

Como resultado de la observación y análisis anteriores, en el Reino Unido se desarrolló un nuevo concepto de diseño antiincendios para rascacielos de estructura metálica. El manual de diseño y las herramientas de diseño informático de placas mixtas de forjado colaborante basadas en este método fueron publicados por primera vez en el año 2000. Varios edificios del Reino Unido se han aprovechado desde entonces de la aplicación del método de diseño simplificado, con el consiguiente ahorro en los costes de protección antiincendios<sup>(1)</sup>.

El concepto de cálculo permite a los diseñadores aprovecharse del comportamiento de todo el edificio, lo que permite dejar algunos elementos sin protección y mantener los niveles de seguridad esperados de estructuras con una protección total contra incendios. El método de diseño permite evaluar la resistencia antiincendios de forjados colaborantes con protección parcial por exposición a fuegos naturales o de tipo estándar. Esto último adquiere especial interés ya que determina que el concepto de diseño puede ser aplicado por ingenieros proyectistas sin necesidad de tener un conocimiento especializado de ingeniería del fuego.

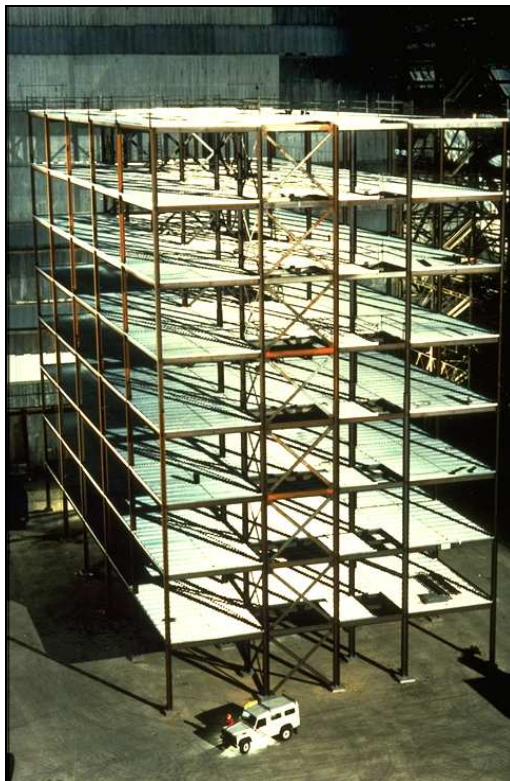
Aunque se utiliza ampliamente en el Reino Unido, esta mejora en la resistencia antiincendios que confieran los efectos de membrana y de catenaria sigue siendo un concepto altamente novedoso para la mayoría de ingenieros y organismos reguladores de Europa. Este documento, con el espíritu de informar a estos grupos de usuarios potenciales, pretende proporcionar un paquete de soporte técnico sólido para este concepto de diseño que consta de:

- una revisión de la evidencia disponible con respecto al comportamiento de estructuras mixtas en ensayos de fuego a gran escala e incendios accidentales en edificios;
- una explicación detallada de la base teórica del modelo de diseño simple para sistemas de forjado colaborante;
- una descripción de las presunciones fundamentales adoptadas en un modelo de diseño simple para la valoración de la resistencia antiincendios de los sistemas de forjado colaborante de acero y hormigón.
- los detalles de una demostración de ensayo de fuego en un sistema de forjado colaborante de acero y hormigón utilizando la curva tiempo-temperatura estándar según la EN 1365-2, durante un tiempo superior a 120 minutos
- una investigación paramétrica numérica detallada para verificar el resultado del modelo de cálculo simplificado.

## 2 PROGRAMA DE ENSAYO DE FUEGO EN CARDINGTON

### 2.1 Programa de estudio

En septiembre de 1996 se llevó a cabo un programa de ensayos de fuego en el Laboratorio británico Cardington del Building Research Establishment. Los ensayos fueron llevados a cabo en un edificio de ocho plantas con forjado colaborante, el cual había sido concebido y construido como típico edificio de oficinas de varias plantas. El objetivo de los ensayos era investigar el comportamiento de una estructura real en condiciones reales de fuego, y recabar datos que permitieran la verificación de programas informáticos de análisis de estructuras en incendios.

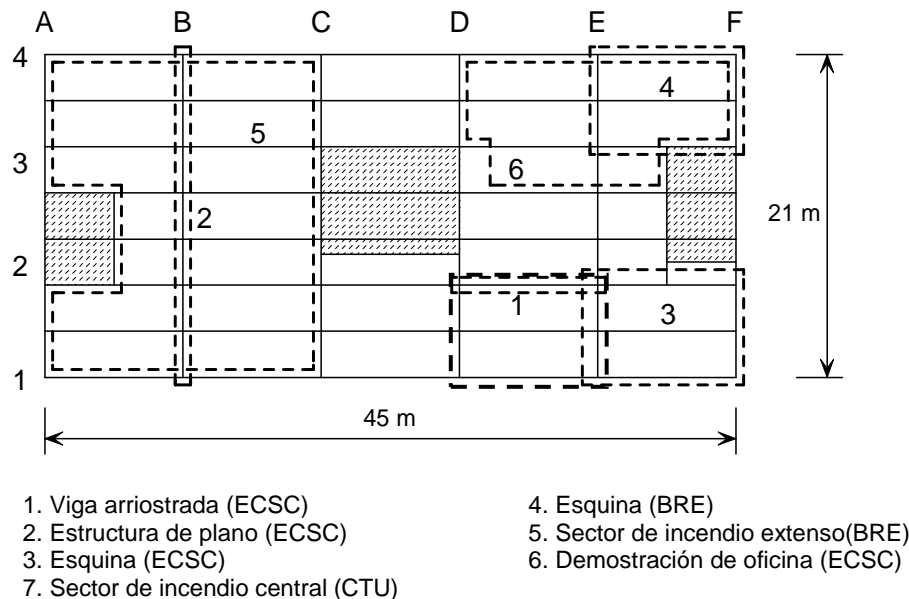


**Figura 2.1** Edificio en el que se llevó a cabo el ensayo en Cardington antes de hormigonar los suelos

El edificio del ensayo (consulte 0.) fue diseñado para convertirse en un ejemplo típico del tipo de estructura arriostrada y los niveles de carga que se suelen encontrar habitualmente en el Reino Unido. En plano, el edificio abarcaba una superficie de  $21 \text{ m} \times 45 \text{ m}$ , con una altura total de 33 m. Las vigas fueron diseñadas meramente como soporte, con un efecto compuesto con la losa de revestimiento de 130 mm. En condiciones normales, un edificio de este tipo debería tener una resistencia al fuego de 90 minutos. Se utilizaron cartelas para las uniones de viga con viga, con placas finales flexibles para las uniones de viga con columna. Se cargó la estructura con sacos de arena distribuidos por todo el suelo para simular la carga típica de una oficina.

Hubo dos proyectos en el programa de investigación. Uno de ellos fue financiado por Corus (la antigua British Steel) y por la Comunidad Europea del Carbón y del Acero (CECA); el otro fue financiado por el Gobierno Británico a través del Building Research Establishment

(BRE). Otras organizaciones implicadas en el programa de investigación fueron la Sheffield University, TNO (Holanda), CTICM (Francia) y el Steel Construction Institute (Reino Unido). Los ensayos de fuego se realizaron entre enero de 1995 y julio de 1996 en varios pisos; se puede ver la ubicación de cada uno de los ensayos en el plano en 0.



**Figura 2.2 Ubicaciones de ensayos**

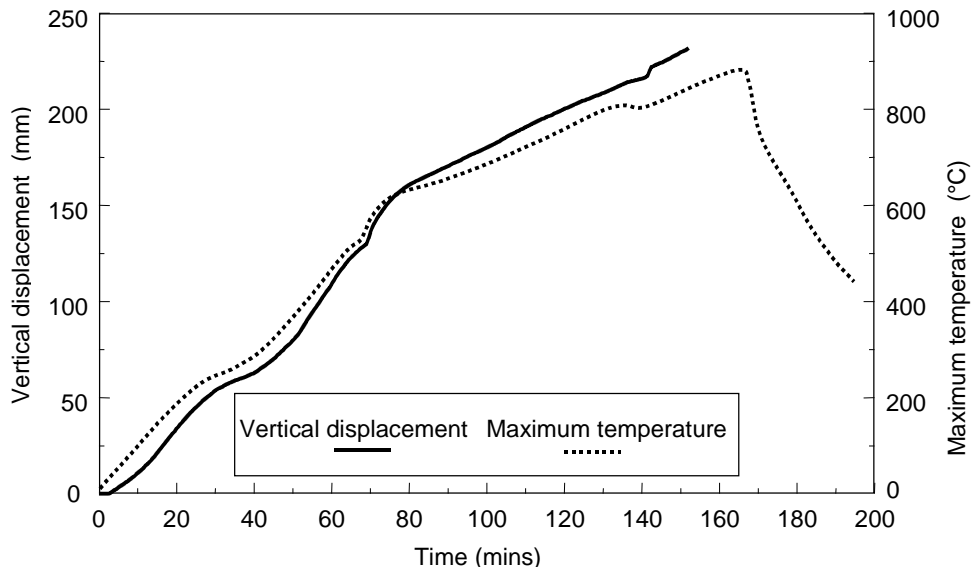
El ensayo 1 afectó a una viga secundaria individual y la losa de suelo circundante, que se calentó por medio de una estufa de gas construida a tal efecto. El ensayo 2 también se calentó por medio de gas, y fue realizado en una estructura plana del edificio, en uno de los suelos, y el ensayo contemplaba las vigas primarias y los pilares asociados. Los ensayos 3, 4 y 5 fueron realizados en sectores de incendio de varias dimensiones sujetos en cada caso a un fuego natural alimentado por pilas de madera. Durante estos ensayos, los pilares fueron protegidos hasta la parte inferior de la losa del suelo, mientras que ésta y las vigas se dejaron sin proteger. El ensayo 6 fue una demostración. En él se utilizaron el mobiliario y el contenido que normalmente se encuentran en oficinas modernas como carga de fuego, ocasionando el incendio más grave.

Se ha publicado una descripción detallada de los ensayos<sup>(1)</sup>. Están disponibles los datos de ensayo completos, en formato electrónico, con los mapas de situación correspondientes, para los Ensayos 1, 2, 3 y 6 de Corus RD&T (Swinden Technology Centre) y para los Ensayos 4 y 5 de BRE<sup>(3,4)</sup>.

## 2.2 Ensayo 1: Viga arriostrada

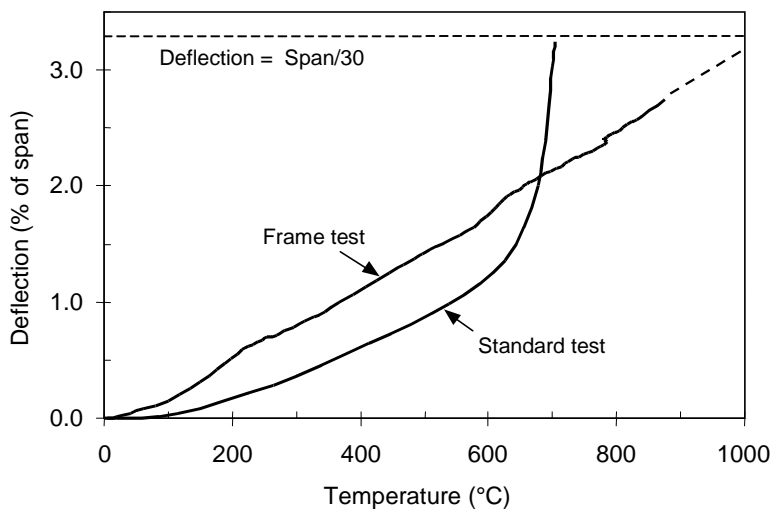
El ensayo se llevó a cabo en el séptimo piso del edificio. Se diseñó y construyó un horno de gas ad hoc, de 8,0 m de longitud y 3,0 m de anchura, para calentar una viga secundaria (D2/E2) que se extiende entre dos pilares y parte de la estructura circundante. La viga se calentó en los 8,0 m centrales de sus 9,0 m de longitud, manteniendo así las conexiones relativamente refrigeradas. El objetivo del ensayo no era otro que investigar el comportamiento de una viga sometida a calor y rodeada por una losa de forjado no calentada y el estudio del efecto de arriostramiento de las piezas sin calentar de la estructura.

La viga se calentó entre 3 y 10 °C por minuto hasta que se registraron temperaturas próximas a los 900°C. En su temperatura máxima, 875 °C en el ala menor, la flecha de luz central era de 232 mm (luz / 39) (consulte 0). Al refrigerar, la flecha de la luz central se recuperó a 113 mm.



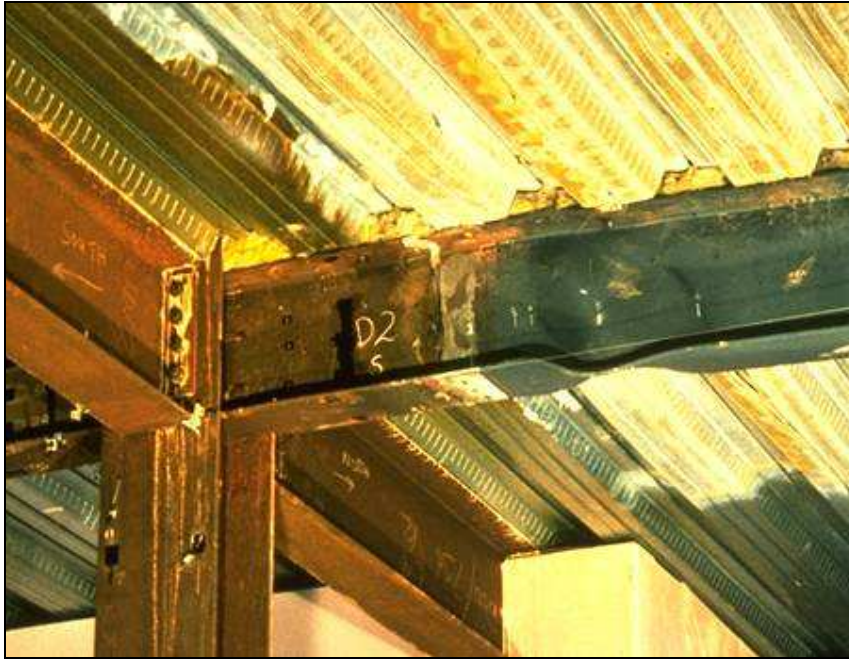
**Figura 2.3** Desplazamiento central y temperatura máxima en un ensayo de viga arriostrada

Se puede ver la diferencia entre el comportamiento de esta viga con el de una viga similar sin protección evaluada en un ensayo de fuego estándar bajo una carga similar <sup>(5)</sup> en 0. El desplazamiento por 'inestabilidad' típico de las vigas soportadas en el test estándar no se produjo en la viga de la estructura del edificio aunque, a una temperatura de unos 900 °C, el acero estructural sólo retiene en torno al 6% de su límite elástico a temperatura ambiente.



**Figura 2.4** Desplazamiento central y temperatura máxima en un ensayo de fuego estándar y en un ensayo de viga arriostrada

Durante el ensayo, se ha producido un pandeo localizado en los dos extremos de la viga de ensayo, justo dentro del muro de la estufa (consulte 0).



**Figura 2.5** Pandeo del ala en la viga arriostrada

Mediante una inspección visual de la viga tras el ensayo se corroboró que la placa situada en los dos extremos de la viga se había fracturado cerca, pero fuera, de la zona de la soldadura afectada por el calor a un lado de la viga. Se debió a la contracción térmica de la viga durante el enfriamiento, lo que había generado fuerzas de tracción muy elevadas. Aunque la placa cortaba un lado, este mecanismo aliviaba las tensiones de tracción, con la placa al otro lado de la viga, conservando su integridad y proporcionando así una capacidad de corte de la viga. Se puede identificar la fractura de la placa en los valores registrados en el extensiómetro, los cuales indican que durante el enfriamiento la grieta fue creciendo a lo largo del tiempo en lugar de producirse una fractura repentina.

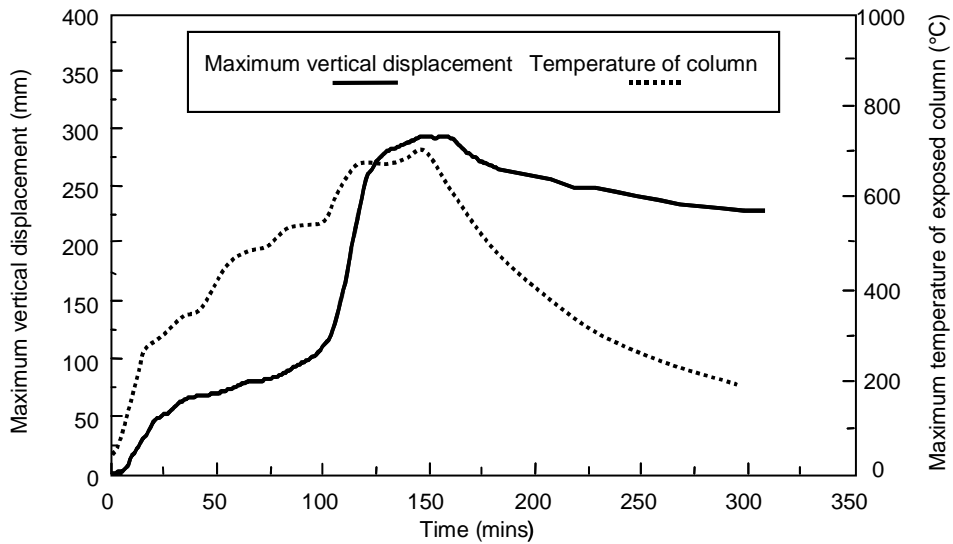
## 2.3 Ensayo 2: Estructura de plano

Este ensayo fue llevado a cabo en una estructura de plano formada por cuatro pilares y tres vigas primarias que se extienden en toda la anchura del edificio, en la línea imaginaria B, como se muestra en 0.

Se construyó horno de gas de 21 m de longitud  $\times$  2,5 m de anchura y  $\times$  4,0 m de altura, utilizando un cerramiento en todo lo ancho del edificio.

Se dejaron sin protección las vigas primaria y secundaria, junto con la parte inferior del forjado de chapa colaborante. Los pilares fueron protegidos contra incendios hasta una altura en la que se podía instalar un techo suspendido (aunque no se había colocado dicho techo). El resultado fue que quedaron desprotegidos los 800 mm superiores de los pilares, que son los que tenían las uniones.

El valor de desplazamiento vertical a una luz media de la viga de acero de 9 m de luz aumentó rápidamente entre los 110 y 125 minutos (ver 0). Esto fue ocasionado por los desplazamientos verticales de sus pilares de apoyo. Las zonas expuestas de los pilares internos se aplastaron en aproximadamente 180 mm (ver 0). La temperatura de la parte expuesta del pilar se encontraba aproximadamente a 670 °C cuando se produjo el pandeo local.



**Figura 2.6** Desplazamiento vertical máximo de la viga central de 9 m y temperatura de la sección superior expuesta del pilar interno

La reducción de la altura del pilar derivada de este pandeo local ocasionó una deformación permanente de unos 180 mm en todos los pisos que se encontraban por encima del sector del incendio. Para evitar este comportamiento, en posteriores ensayos se protegieron los pilares en toda su altura.



**Figura 2.7** Capitel aplastado tras el ensayo

A ambos lados de las vigas primarias, se calentaron las vigas secundarias en una longitud de aproximadamente 1,0 m. Una vez realizado el ensayo, gracias a una investigación se pudo ver que se habían cortado muchos pernos en las uniones de cartelas (ver 0). Los pernos sólo se habían cortado a un lado de la viga primaria. De una forma parecida a la fractura de la placa del Ensayo 1, durante el enfriamiento se cortaron los pernos debido a la contracción térmica de la viga. La contracción térmica originó fuerzas de tracción muy elevadas, que se liberaron una vez que los pernos quedaron cortados en la cartela, lateralmente a la viga principal o primaria.





**Figura 2.8** Unión de cartelas tras el ensayo

## 2.4 Ensayo 3: Esquina

El objetivo de este ensayo era investigar el comportamiento de un sistema de forjado completo y, más concretamente, el papel del efecto de 'puenteo' o de membrana que tiene el forjado facilitando vías de transmisión de carga alternativas a medida que las vigas portantes van perdiendo resistencia. Se construyó un sector de 10 m de ancho  $\times$  y 7,6 m de profundidad con cerramiento de hormigón en una esquina del primer piso del edificio (E2/F1).

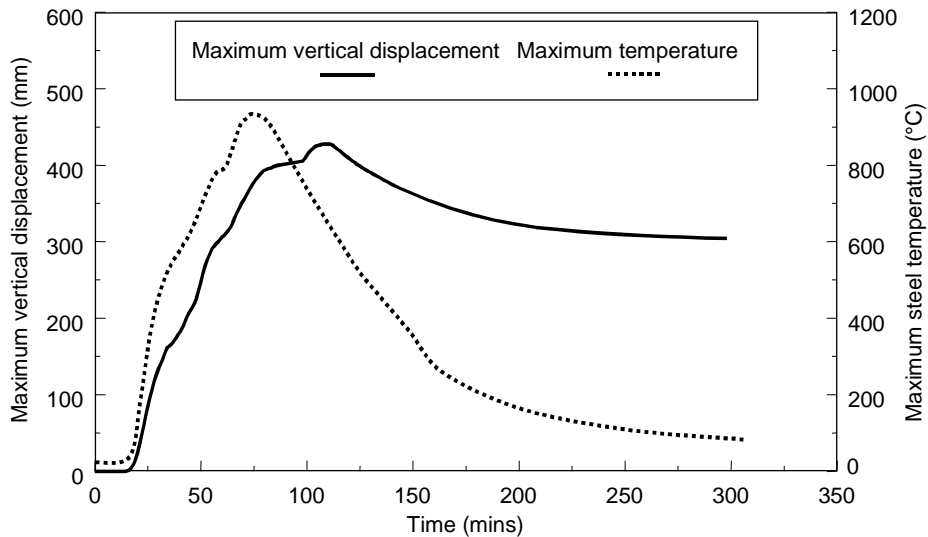
Para garantizar que los muros del sector no contribúan a soportar las cargas aplicadas, se eliminaron todos los anclajes y traviesas del muro hastial y la capa superior de la estructura. La placa de fibras minerales de las juntas de dilatación fue sustituida por una plancha cerámica.

De la misma forma las jambas del muro externo se soltaron de la viga de extremo sobre la apertura del sector, de forma que dicha viga no tuviera un apoyo adicional.

Todos los pilares, las uniones de viga con pilar y las vigas de extremo se protegieron contra fuego.

La carga de fuego era de  $45 \text{ kg/m}^2$ , en forma de pilas de madera. La carga de fuego es bastante elevada, y es equivalente al 95% de la carga fractil de edificios de oficinas. Los cálculos técnicos de seguridad antiincendios normalmente se basan en una carga fractil del 80%. La ventilación se practicó mediante un único orificio de 6,6 m de ancho y  $\times$  1,8 m de alto. La temperatura atmosférica máxima registrada en el sector fue de  $1071 \text{ }^\circ\text{C}$ .

La temperatura máxima que alcanzó el acero fue  $1014 \text{ }^\circ\text{C}$ , registrados en la viga interior de la línea imaginaria 2 (E2/F2). El desplazamiento vertical máximo de 428 mm (justo menor que la luz/20) se produjo en el centro de la viga secundaria, que alcanzó un pico de temperatura de  $954 \text{ }^\circ\text{C}$ . Al enfriarse, la viga registró un desplazamiento permanente de 296 mm. Las variaciones de flecha y temperatura con el tiempo se pueden ver en 0.



**Figura 2.9** *Desplazamiento vertical máximo y temperatura de la viga secundaria*

El fuego consumió todo el material combustible que se encontraba dentro del sector. La estructura tuvo un comportamiento excelente, sin señal alguna de colapso (ver 0).

El pandeo se produjo en las proximidades de algunas de las uniones de viga a columna, pero, a diferencia del Ensayo 2, los pernos de las uniones no padecieron fallo por corte. Este hecho parece indicar que, o bien no se desarrollaron fuerzas de tracción, o bien la conexión tenía una ductilidad adecuada para hacer frente a los desplazamientos por tracción.



**Figura 2.10** *Vista del siguiente ensayo estructural*



## 2.5 Ensayo 4: Esquina

Este ensayo fue llevado a cabo en el segundo piso, en una nave esquinada (E4/F3) de una superficie de 54 m<sup>2</sup>. Los límites interiores del sector de las líneas imaginarias E y 3 fueron contruidos utilizando particiones con espárragos de acero, con placa resistente al fuego. Según especificaciones la partición con espárragos resistía 120 minutos al fuego, con una flecha principal de 15 mm. Un cerramiento ya existente, de altura completa, formaba el límite en el muro hastial de la línea F; el muro exterior, línea 4, se acristaló por encima de 1 metro del cerramiento. El sector quedaba totalmente confinado, con todas las puertas y ventanas cerradas. Se protegieron los pilares contra incendios hasta la parte inferior del forjado colaborante, incluidas las uniones, pero, a diferencia del Ensayo 3, la viga de dintel (E4/F4) no estaba protegida, y las jambas superiores quedaron unidas. Se utilizaron piletas de madera para aportar una carga de fuego de 40 kg/m<sup>2</sup>.

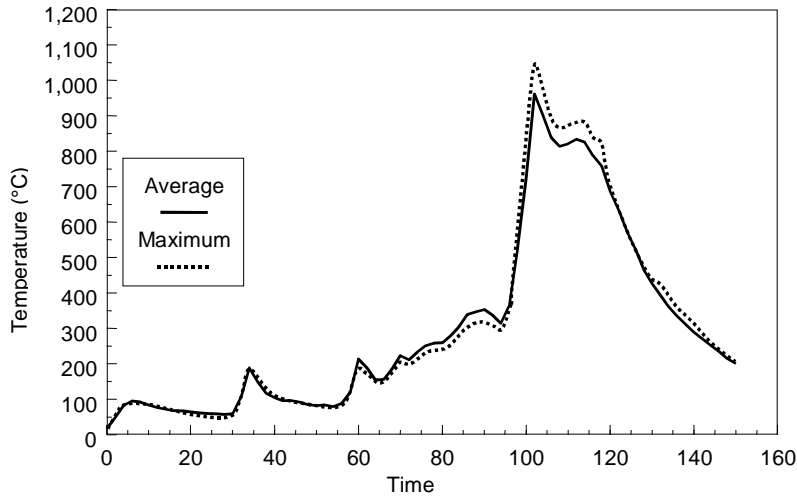
La ausencia de oxígeno en el interior del sector influyó enormemente en el desarrollo del fuego. Tras un incremento inicial de temperatura, el fuego remitió, pasando a fuego rampante hasta que, transcurridos 55 minutos, intervinieron los bomberos para ventilar el sector eliminando un único panel del acristalamiento. En consecuencia, se produjo un leve aumento de la temperatura seguido por una disminución de ésta. A los 64 minutos se rompió un segundo panel de cristal justo encima del primero, y empezó a subir la temperatura sin cesar; los paneles de cristal restantes se rompieron entre los 94 y los 100 minutos. De esta forma se dio comienzo a un incremento drástico de la temperatura, que se prolongó a medida que se desarrollaba el fuego. La temperatura atmosférica máxima registrada en el centro del sector fue 1051° C tras 102 minutos (ver 0). Se registró la temperatura de acero máxima de 903 °C transcurridos 114 minutos en el ala inferior de la viga secundaria central.

El desplazamiento máximo del forjado fue de 269 mm y se produjo en el centro del sector transcurridos 130 minutos. Se recuperó hasta 160 mm una vez extinguido el fuego.

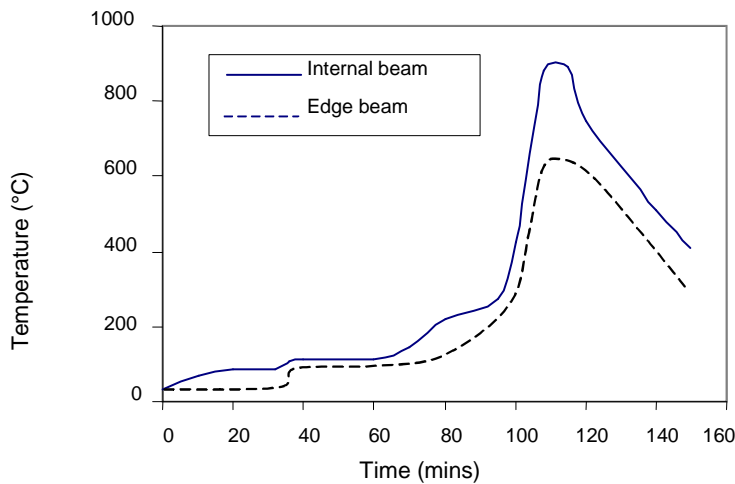
Durante el ensayo se observó que la viga de extremo sin protección de la línea imaginaria 4 resultó totalmente engullida por el fuego. No obstante, la temperatura máxima de esta viga fue 680 °C, relativamente baja si se compara con la de las vigas internas, lo que se puede ver en 0. El desplazamiento máximo correspondiente de la viga de extremo fue de 52 mm, registrado al cabo de 114 minutos. Este leve desplazamiento se atribuyó al soporte adicional que conferían las jambas sobre el sector, que estuvieron en tensión durante el ensayo.

Los muros internos del sector se construyeron directamente bajo vigas sin proteger, mostrando un buen comportamiento. Conservaron su integridad durante todo el ensayo. Al retirar el muro, se podía ver que una de las vigas se había distorsionado, con señales de pandeo, en la mayor parte de su longitud. Se debió al elevado gradiente térmico observado en toda la sección transversal de la viga (ocasionado por el posicionamiento de la pared del sector), junto a una muy limitada dilatación térmica.

En ninguna de las vigas se produjo pandeo localizado, y en las uniones no se observó señal alguna de las características fuerzas de tracción elevadas que se observaron en el resto de los ensayos.



**Figura 2.11** Temperaturas del gas del horno registradas en el Ensayo 4



**Figura 2.12** Temperatura máxima en el ala de la viga interna y de la viga de extremo

## 2.6 Ensayo 5: Sector de incendio extenso

Este ensayo fue llevado a cabo entre el segundo y el tercer piso, con el sector del incendio extendiéndose a todo lo ancho del edificio, abarcando una superficie de 340 m<sup>2</sup>.

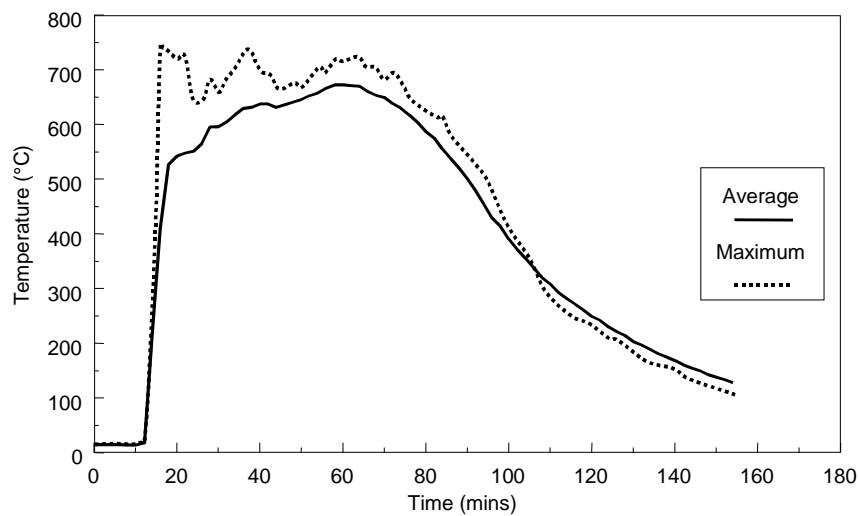
La carga de fuego de 40 kg/m<sup>2</sup> fue aportada con piletas de madera dispuestas uniformemente en toda la superficie del forjado. El sector fue construido instalando una pared de pladur (cartón-yeso) y espárragos resistente al fuego a lo ancho de todo el edificio, construyendo una protección adicional para el hueco del ascensor. Se instaló un doble acristalamiento a ambos lados del edificio, pero se dejó abierto el tercio central del acristalamiento a ambos lados del edificio. Se dejaron sin proteger todas las vigas de acero, incluidas las vigas de extremo. Se protegieron los pilares internos y externos hasta las uniones, incluidas éstas.

Las condiciones de ventilación avivaban el fuego. Se produjo un rápido incremento inicial de la temperatura a medida que se iba rompiendo el acristalamiento, creando grandes orificios a ambos lados del edificio. La gran superficie con ventilación a ambos lados del sector, uno frente al otro, provocó un fuego de larga duración pero con temperaturas menores de las esperadas. La temperatura máxima registrada fue de 746 °C, con una temperatura de acero

máxima de 691 °C, registrada en el centro del sector. Las temperaturas atmosféricas registradas en el sector se pueden ver en 0. En 0 se puede ver la estructura hacia la fase final del incendio.

El forjado se desplazó un máximo de 557 mm, que se recuperó hasta 481 mm cuando se enfrió la estructura.

Se produjo un pandeo local extensivo cerca de las uniones de viga con viga. Al enfriarse se fracturaron unas cuantas uniones de placas finales, cayendo hacia un lado. En un ejemplo se soltó el entramado de la chapa de extremo, con lo que la unión de acero con acero no tenía capacidad cortante alguna. Esto provocó la formación de grandes grietas en el forjado colaborante sobre dicha unión, aunque no se produjo derrumbe ni colapso alguno, soportando el forjado de chapa colaborante el corte de viga.



**Figura 2.13** *Temperatura atmosférica máxima y media registradas*



**Figura 2.14** *Estructura deformada durante el fuego*

## **2.7 Ensayo 6: Ensayo de demostración en oficina**

El objetivo de este ensayo fue demostrar el comportamiento estructural en un escenario de fuego realista.

Se construyó, con cerramiento de hormigón, un sector de 18 m de ancho y de hasta 10 m de profundidad con una superficie de forjado de 135 m<sup>2</sup>. El sector era de una oficina de plano abierto, con una serie de puestos de trabajo de mobiliario moderno, ordenadores y sistemas de archivadores (ver 0). Se establecieron las condiciones de ensayo para crear un fuego muy fuerte incorporando piletas adicionales de madera/plástico para crear una carga de fuego total de 46 kg/m<sup>2</sup> (menos del 5% de las oficinas superarían este nivel) y restringiendo la superficie de ventanas al mínimo permitido por el reglamento de edificios de oficinas. La carga de fuego estaba compuesta por un 69% de madera, un 20% de plástico y un 11% de papel. La superficie total de la ventana era de 25,6 m<sup>2</sup> (19% de la superficie del forjado) y la porción central de cada ventana, que sumaba un total de 11,3 m<sup>2</sup>, se dejó sin acristalamiento para crear las condiciones de ventilación más pesimistas al inicio del ensayo.



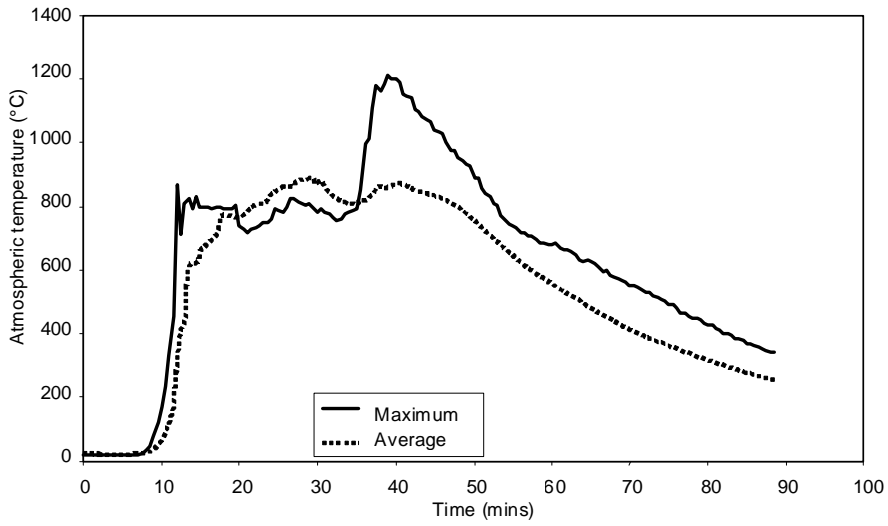
**Figura 2.15** Oficina antes del ensayo

Dentro del sector, los pilares y las uniones de viga a pilar estaban protegidos contra el fuego. Tanto las vigas principales como las secundarias, incluidas todas las uniones de viga con viga, quedaron totalmente expuestas.

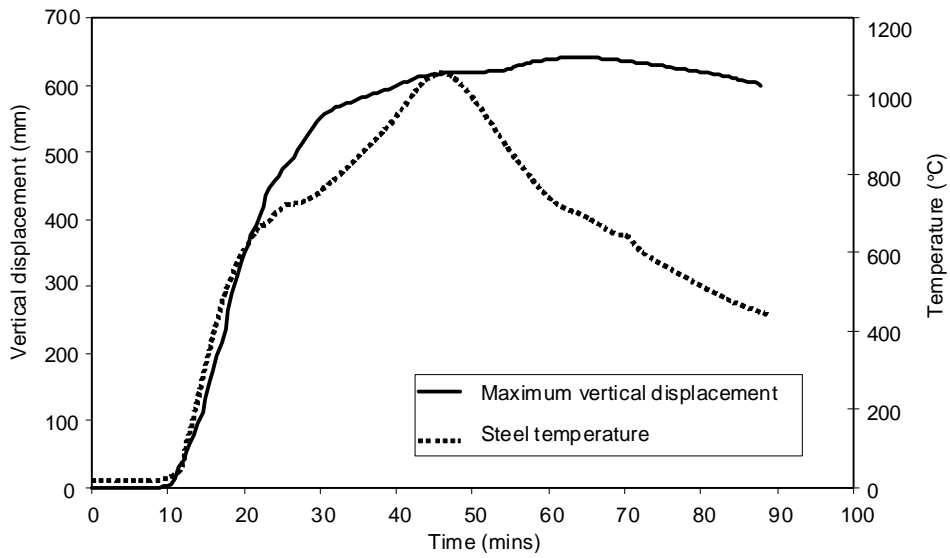
Las jambas se dejaron unidas a las vigas de extremo, y, de esta forma, se consiguió un cierto soporte durante el fuego.

La temperatura atmosférica máxima fue 1213 °C, y la temperatura media máxima era de aproximadamente 900 °C, como se muestra en 0. La temperatura máxima alcanzada por el acero sin protección fue 1150 °C. El desplazamiento vertical máximo fue de 640 mm, que al enfriarse se recuperó hasta una deformación permanente de 540 mm (ver 0). La temperatura máxima alcanzada por las vigas de dintel que se encontraban sobre las ventanas fue de 813 °C. Todo el material combustible del sector quedó totalmente quemado, incluido el contenido de los archivadores. Hacia la parte posterior del sector, el forjado de chapa colaborante se desvió y se apoyó en el muro de cerramiento. La estructura no presentó señal de fallo alguno.

Se puede ver una vista externa del fuego junto a su máximo en 0. Se puede ver la estructura tras el fuego en 0 y 0. En 0 se puede ver una panorámica general del sector quemado, y en 0 se puede ver la parte superior de una de los pilares. Durante el ensayo se agrietó la losa del forjado colaborante alrededor de los capiteles, como se puede ver en 0. Estas grietas se produjeron en la fase de enfriamiento, probablemente debido a un fallo parcial de la unión de la viga al pilar en esta ubicación. La investigación realizada en el forjado después del ensayo demostró que la armadura no se había solapado correctamente, y que, en esta zona, las láminas adyacentes de malla sólo estaban colocadas juntas. De esta forma se ilustra la importancia de utilizar solapamientos con alta tensión entre láminas de la armadura de malla.



**Figura 2.16** *Temperatura atmosférica medida*



**Figura 2.17** *Temperatura de acero y desplazamiento vertical máximos*



**Figura 2.18** *Vista externa del incendio*



**Figura 2.19** *Temperatura atmosférica medida en el sector de incendio*



**Figura 2.20** Capitel en el que se pueden ver las vigas con pandeo



**Figura 2.21** Losa de forjado colaborante en la región de mallazo no-superpuesto

## **2.8 Ensayo 7: Sector de incendio central**

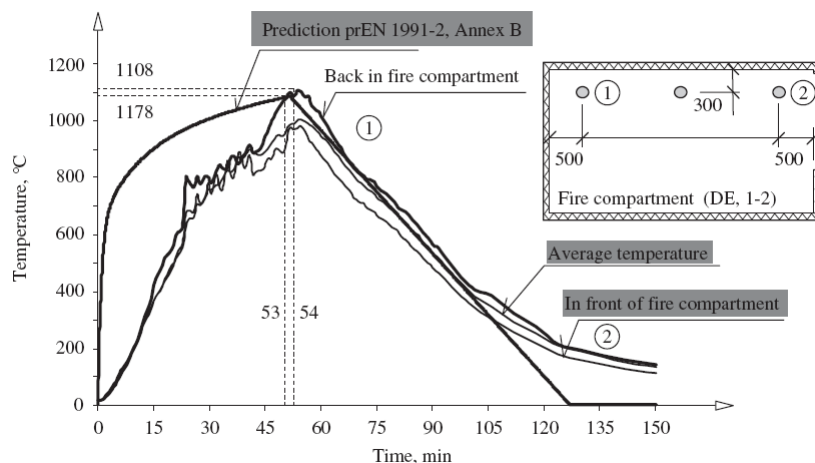
El ensayo fue llevado a cabo en un sector situado en la parte central del cuarto piso del edificio, que tiene 11 m de ancho y 7 m de profundidad. La estructura de acero expuesta al fuego está formada por dos vigas principales en 356x171x51 UB, dos pilares en 305x305x198 UC y 305x305x137 UC, y tres vigas secundarias en 305x165x40 UB, respectivamente.

La carga de fuego de 40 kg/m<sup>2</sup> fue aportada con piletas de madera que cubren toda la superficie del forjado del sector. La ventilación fue creada por medio de un orificio en la fachada de 1,27 m de altura y 9 m de longitud.

Se dispusieron alrededor de 130 termopares en el sector y en varias ubicaciones a lo largo de las vigas, tanto en el perfil de acero como en las losas de forjado colaborante, al igual que en las uniones de acero (cartela y chapa de extremo). También se dispusieron 14 termopares adicionales en los pilares protegidos. Para medir la distribución de las fuerzas internas, se

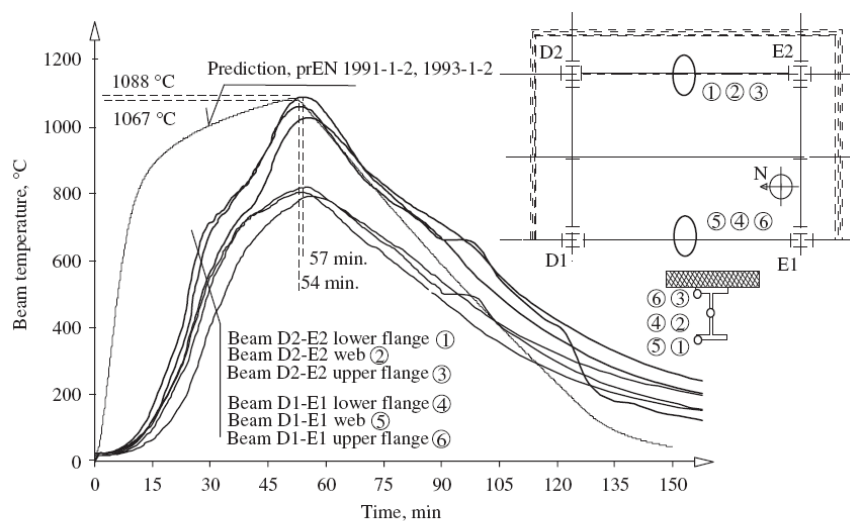
utilizaron 2 tipos diferentes de extensiómetro: los de alta temperatura en la unión, y los de temperatura ambiente en el pilar protegido y en los elementos sin exposición. En lo que se refiere a la instrumentación de la forma derivada del forjado colaborante y de los principales miembros estructurales, se utilizó un total de 37 transductores de desplazamiento para medir la deformación de la losa de hormigón, y el movimiento horizontal de los pilares. Además, 10 videocámaras y dos cámaras de termografía grabaron el desarrollo del fuego y del humo, las deformaciones estructurales y la distribución de la temperatura con el paso del tiempo.

Se comparan las temperaturas registradas en diferentes lugares del sector con la curva paramétrica presentada en prEN 1991-2, Anexo B <sup>(37)</sup> (ver Figura 2.22). La temperatura máxima registrada en el sector tras 54 minutos de fuego fue de 1107,8 °C.



**Figura 2.22** Sector tras el incendio

En cuanto al calentamiento de vigas de acero se refiere, las vigas de acero sin protección se calentaron hasta alrededor de 1087,5 °C, lo que se produjo después de 57 min de fuego en el ala inferior de la viga de acero D2-E2 del centro del sector (ver Figura 2.23). La temperatura máxima registrada en las juntas fue de 200 °C.

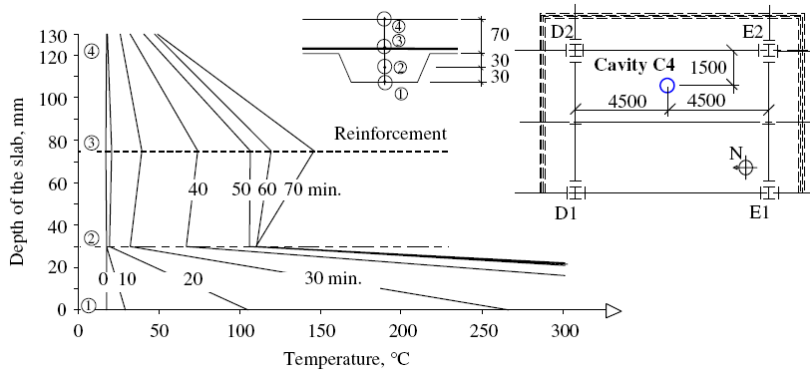


**Figura 2.23** Variaciones de temperatura en las vigas de acero

En el punto 2.24 se muestra un resumen de las temperaturas que se registraron en la losa de forjado colaborante en la armadura sobre la nervadura. Se puede ver que el calentamiento



máximo medido en la parte no-expuesta del forjado colaborante era inferior a 100 °C, lo que corresponde con los criterios de aislamiento.



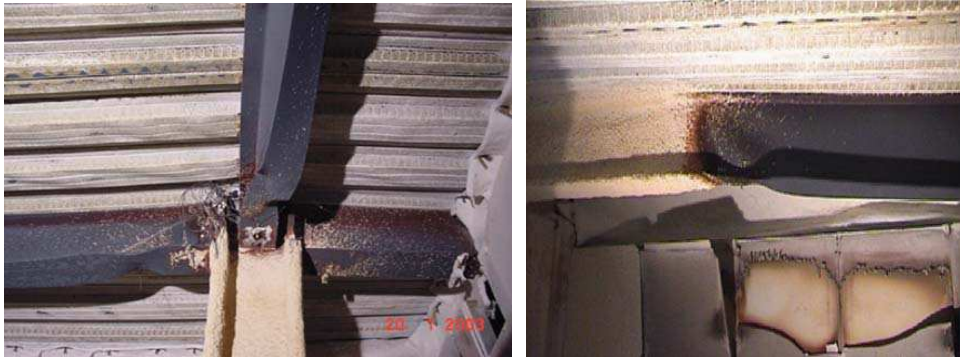
**Figura 2.24** Variación de la temperatura del forjado colaborante.

En lo que respecta a la flecha total del forjado, la flecha máxima rondaba los 1200 mm. A pesar de existir una flecha tan importante, el colapso predicho del forjado no se produjo, tal y como se muestra en la Figura 2.25. Durante la fase de enfriamiento, la recuperación de la flecha del forjado fue de unos 925 mm.



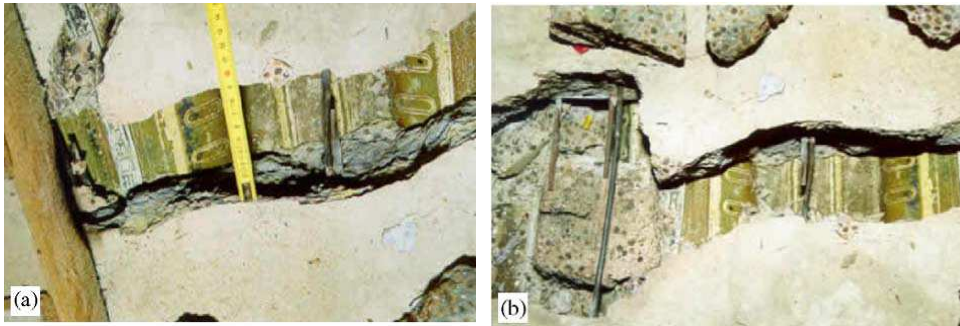
**Figura 2.25** Vista del forjado después del ensayo

Se produjo un pandeo en el ala de la viga inferior y en el entramado adyacente a las juntas durante la fase de calentamiento después de unos 23 min de fuego (ver Figura 2.26). Este pandeo local está ocasionado por la resistencia a la dilatación térmica que aporta la estructura circundante. Además se formó una rótula plástica de flexión en la sección transversal de la viga adyacente a la zona protegida debido a la resistencia al alargamiento térmico ofrecida por la sección de protección adyacente.



**Figura 2.26** *Varias vigas de acero deformadas*

En la Figura 2.27 se puede ver las grietas abiertas en la losa de hormigón que rodea los capiteles. Esta grieta se formó a lo largo de la línea de la armadura de mallazo superpuesta, que no estaba bien unida.



**Figura 2.27** *Forjado agrietado alrededor de uno de los capiteles*

## 2.9 Comentarios generales sobre el comportamiento observado

En todos los ensayos la estructura tuvo un comportamiento muy bueno, manteniendo la estabilidad estructural general.

El comportamiento de todo el edificio durante el fuego resulta manifiestamente muy diferente del comportamiento de los elementos sin restricción individuales del ensayo de fuego tipo estándar. Está claro que hay interacciones y cambios en los mecanismos portantes de carga de estructuras reales, que dominan la forma en la que se comportan; no corresponde a un mero ensayo de fuego estándar reproducir o evaluar dichos efectos.

Los ensayos Cardington han demostrado que los armazones modernos de acero que actúan de forma colaborante con las losas de forjado de cobertura en acero tienen una coherencia que confiere una resistencia al fuego mucho mayor de lo supuesto normalmente. Así se confirma la evidencia de otras fuentes.

### 3 ENSAYOS DE FUEGO EN APARCAMIENTOS DE VEHÍCULOS, FRANCIA

Entre 1998 y 2001 se llevaron a cabo ensayos de fuego como parte de un proyecto financiado por la CECA, en un aparcamiento de vehículos abierto, con una estructura colaborante compuesta de acero y hormigón.

Se construyó específicamente un aparcamiento de vehículos abierto con forjado colaborante para la ejecución de ensayos de fuego a escala total. El forjado del aparcamiento de vehículos ocupaba una superficie de  $32 \times 16 \text{ m}^2$ , que equivale al aparcamiento para 48 coches, con una altura por planta de 3 m (ver 0).

La estructura estaba formada por:

- pilares de acero sin protección: HEA180 (pilares en extremos) y HEB200 (pilares centrales),
- vigas mixtas: vigas de acero sin protección (IPE 550, IPE 400 e IPE 500) unidas a la losa de forjado colaborante,
- losa mixta de forjado colaborante con un espesor total de 120 mm (chapa de acero: COFRASTRA40).

El diseño estructural del aparcamiento de vehículos abierto se basaba en un método técnico de seguridad antiincendios desarrollado específicamente para aparcamientos de vehículos abiertos durante un proyecto europeo de investigación previo. Para dicho método, se definió un escenario de fuego en base a las estadísticas de incendios reales en aparcamientos. Se cotejó la resistencia estructural del aparcamiento abierto con un modelo avanzado de análisis de estructuras en 2D, lo que compensó los efectos membrana en la losa mixta de forjado colaborante (ver 0).

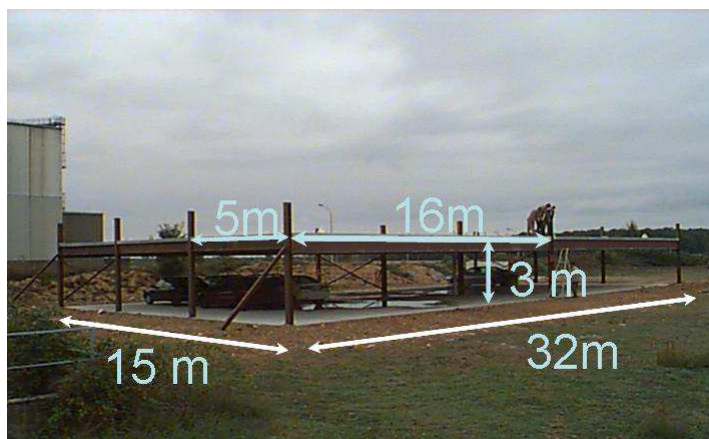
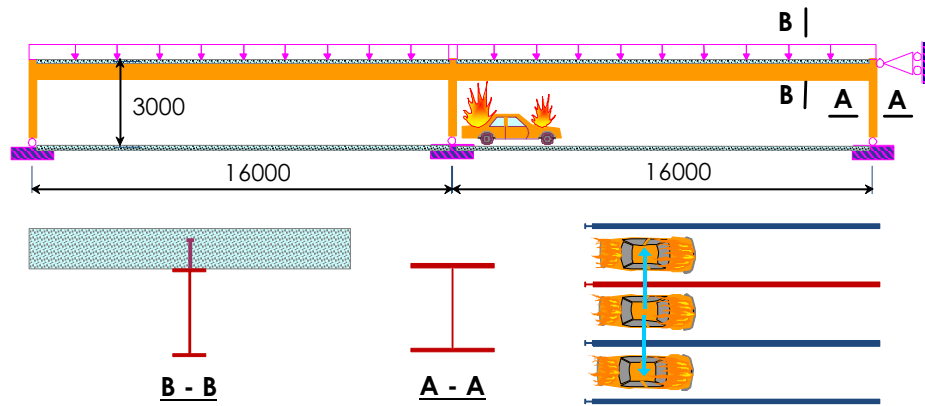


Figura 3.1 Aparcamientos abiertos antes de los ensayos de fuego



**Figura 3.2** Modelización en 2D de aparcamiento abierto de ensayo con estructura mixta plana

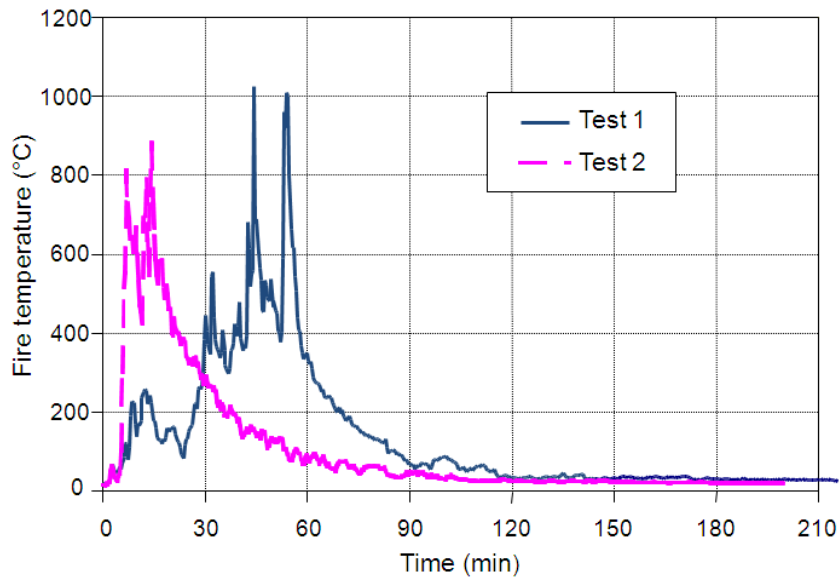
Se realizaron tres ensayos en el aparcamiento abierto. Los dos primeros ensayos afectaron a tres coches; el tercer ensayo fue realizado para evaluar la propagación del fuego entre dos coches aparcados el uno frente al otro. Durante cada uno de los ensayos se dejó que los coches se quemaran completamente.

El fuego más intenso se produjo en el segundo ensayo, durante el cual, por el efecto de un fuerte viento, ardieron tres coches 10 minutos después de la ignición del primer coche (ver 0), lo que hizo que se viera expuesta a las llamas una superficie significativa del forjado, alcanzando una temperatura superior a los 800 °C (ver 0). Las vigas de acero sobre los coches quemados se calentaron hasta un mínimo de 700 °C (consulte 0).

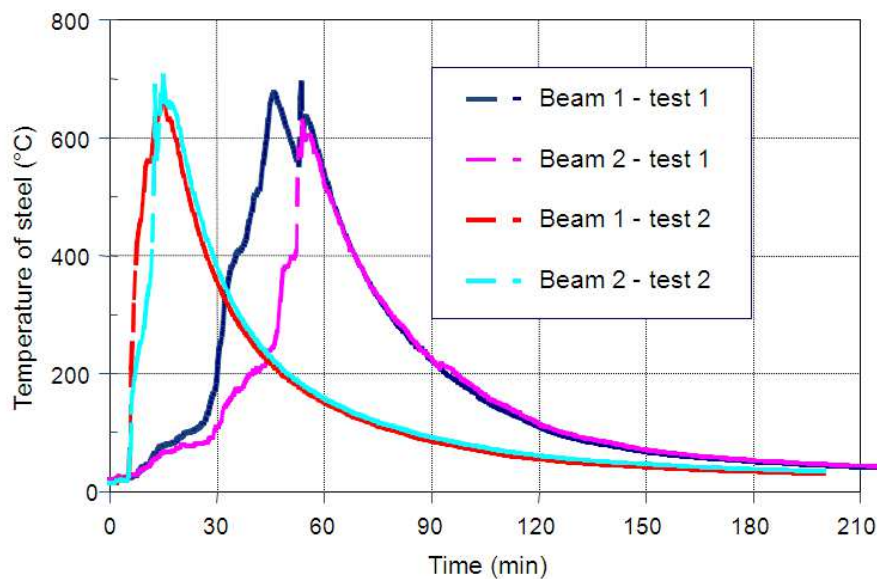


**Figura 3.3** Desarrollo completo del fuego durante un ensayo de fuego

Aunque el calentamiento de las vigas de acero ocasionaría una reducción significativa de la resistencia del acero, durante estos ensayos de fuego no se produjo derrumbe alguno de la estructura del acero sin protección. Es más, en lo que respecta al comportamiento estructural, la flecha máxima medida del forjado colaborante era relativamente baja y no superaba los 150 mm.



**Figura 3.4** Temperatura medida de los gases calientes (fuego) sobre los coches quemados

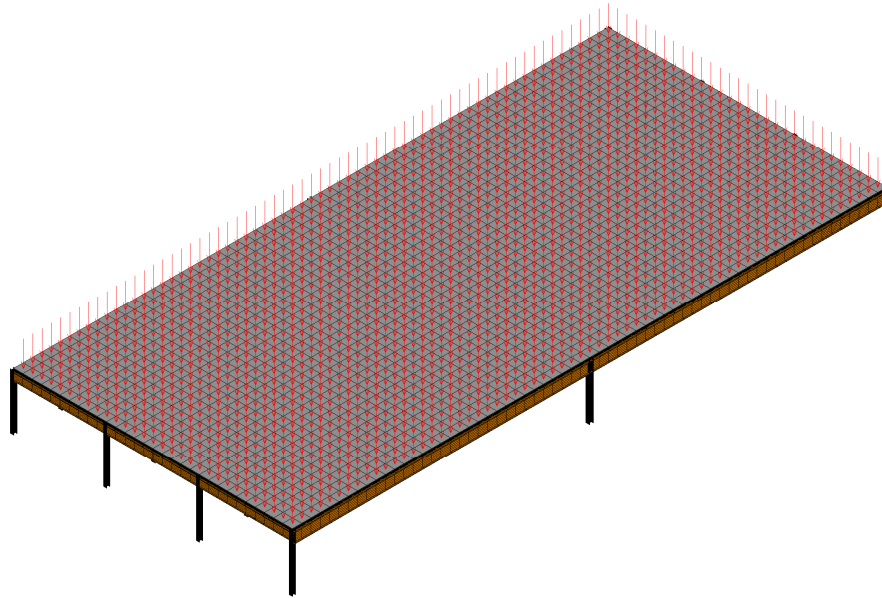


**Figura 3.5** Temperatura medida de los gases calientes (fuego) sobre los coches quemados

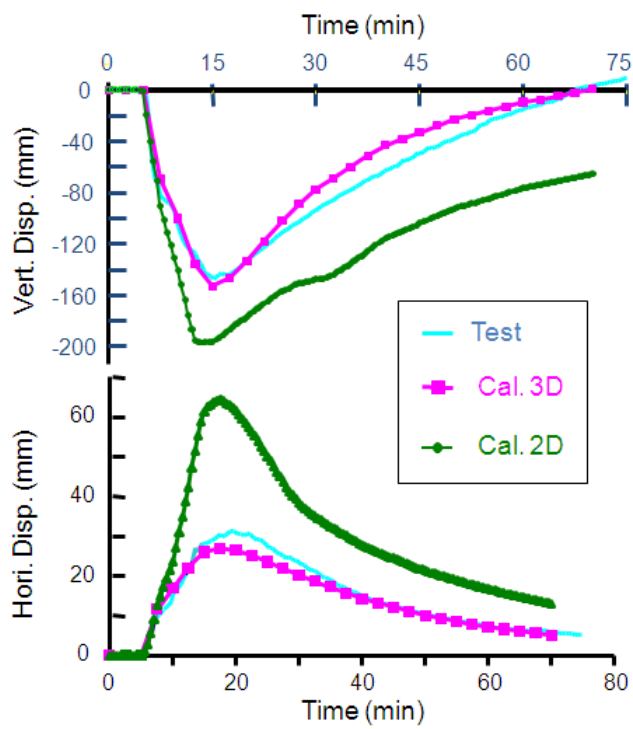
Se pudo observar que las flechas predichas en un simulacro en dos dimensiones fueron superiores a las flechas medidas registradas durante el ensayo. Así pues, se creó un modelo tridimensional para predecir el comportamiento estructural del aparcamiento (ver 0), utilizando las técnicas de modelización que se habían desarrollado durante la segunda fase del proyecto de investigación Cardington.

0 muestra una comparativa entre las flechas medidas registradas en el ensayo, y las predichas por los modelos bidimensionales y tridimensionales, de lo que se puede ver que las predicciones de la modelización en 3D tienen como resultado una correlación más estrecha entre los resultados de ensayo. Está claro que el efecto de membrana de la losa mixta ya ha comenzado a cumplir un papel positivo, incluso con una flecha relativamente baja.



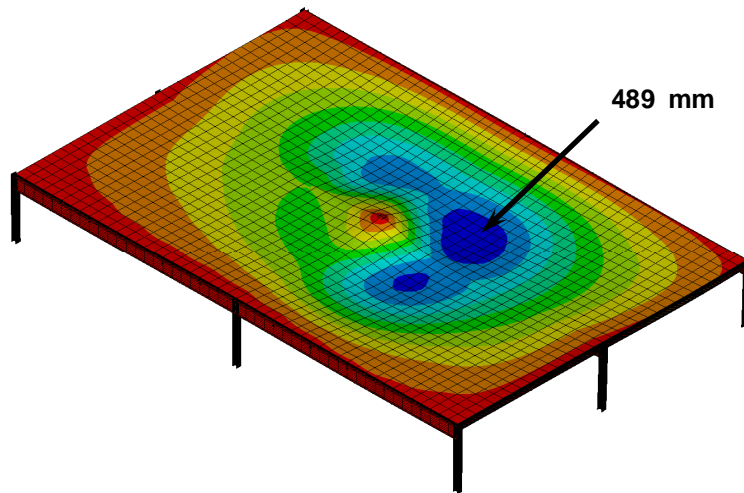


**Figura 3.6** Modelización en 3D de un aparcamiento abierto



**Figura 3.7** Comparación del desplazamiento vertical entre cálculo y ensayo

Sin embargo, según el escenario de fuego adoptado en la ingeniería de seguridad antiincendios, los elementos de acero de un aparcamiento abierto podrían calentarse hasta alcanzar unos 950 °C. Es evidente que con dicho calentamiento aumentará la flecha del forjado y su resistencia estructural se apoyará básicamente en el efecto membrana (ver 0).



**Figura 3.8** *Ejemplo de la flecha de un aparcamiento abierto en un escenario de fuego según la normativa francesa*

Como consecuencia, la metodología basada en la modelización en 3D del forjado colaborante de aparcamientos abiertos desarrollada durante este proyecto fue utilizada posteriormente en varios proyectos de ingeniería de seguridad en Francia para comprobar la estabilidad de aparcamientos abiertos con forjado metálico colaborante. Se puede comprender fácilmente que la base de esta metodología es, por supuesto, el efecto membrana del forjado colaborante de acero y hormigón. Además, para facilitar la aplicación de esta metodología se crearon varias tablas de diseño <sup>(38)</sup> en las que se recomiendan las dimensiones estándar de los elementos de acero, la losa de hormigón y el mallazo de acero armado necesario, de conformidad con la carga aplicada y el sistema estructural. En 0 se presenta un ejemplo de estas tablas de diseño.

**Tabla 3.2** Tabla de diseño de aparcamientos abiertos relacionados con la resistencia al fuego

	<p>Slab span: 2.5 m                  Secondary beam span: 7.5 m                  Main beam span: 7.5 m                  Spacing of columns: 7.5 m</p> <p>Applied load (except selfweight) :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Standard level:                         <ul style="list-style-type: none"> <li>- deal load : 0.20 kN/m<sup>2</sup></li> <li>- imposed load : 2.50 kN/m<sup>2</sup></li> </ul> </li> <li>• Last level:                         <ul style="list-style-type: none"> <li>- dead load : 1.45 kN/m<sup>2</sup></li> <li>- imposed load: 2.50 kN/m<sup>2</sup></li> </ul> </li> <li>• Selfweight of facade: 7.5 kN/m</li> </ul> <p>Orientation of parking place:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Perpendicular to secondary beam</li> </ul>												
Net height beneath steel beam: 2.1 m													
Minimum size of secondary beam cross section	<table border="1"> <tr> <td>Standard level</td> <td>IPE240</td> </tr> <tr> <td>Last level</td> <td>IPE270</td> </tr> </table>	Standard level	IPE240	Last level	IPE270								
Standard level	IPE240												
Last level	IPE270												
Minimum size of main beam cross section	<table border="1"> <tr> <td>Standard level</td> <td>IPE400</td> </tr> <tr> <td>Last level</td> <td>IPE450</td> </tr> </table>	Standard level	IPE400	Last level	IPE450								
Standard level	IPE400												
Last level	IPE450												
Design of column cross section	<table border="1"> <tr> <td>Available of section type</td> <td>HEA, HEB et HEM</td> </tr> <tr> <td>Maximum load level (**)</td> <td>0.35</td> </tr> </table>	Available of section type	HEA, HEB et HEM	Maximum load level (**)	0.35								
Available of section type	HEA, HEB et HEM												
Maximum load level (**)	0.35												
Requirement to be applied to concrete slab	<table border="1"> <tr> <td>Total depth of slab</td> <td>≥ 120 mm &amp; ≤ 140 mm</td> </tr> <tr> <td>Maximum height of steel deck</td> <td>62 mm</td> </tr> <tr> <td>Minimum compactness of rib of steel deck (*)</td> <td>0.393</td> </tr> <tr> <td>Minimum thickness of steel sheet</td> <td>0.75 mm</td> </tr> <tr> <td>Minimum mesh of reinforcing steel</td> <td>φ7 150 mmx150 mm</td> </tr> <tr> <td>location of reinforcing steel mesh</td> <td>30 mm from top of slab</td> </tr> </table>	Total depth of slab	≥ 120 mm & ≤ 140 mm	Maximum height of steel deck	62 mm	Minimum compactness of rib of steel deck (*)	0.393	Minimum thickness of steel sheet	0.75 mm	Minimum mesh of reinforcing steel	φ7 150 mmx150 mm	location of reinforcing steel mesh	30 mm from top of slab
Total depth of slab	≥ 120 mm & ≤ 140 mm												
Maximum height of steel deck	62 mm												
Minimum compactness of rib of steel deck (*)	0.393												
Minimum thickness of steel sheet	0.75 mm												
Minimum mesh of reinforcing steel	φ7 150 mmx150 mm												
location of reinforcing steel mesh	30 mm from top of slab												
(*) compactness of rib of steel deck  $\frac{(l_1 + l_2)}{2(l_1 + l_3)}$													
(**) Load level: ratio of applied load under fire situation over ultimate load at room temperature design													



## 4 EVIDENCIA DE INCENDIOS ACCIDENTALES EN OTROS PAÍSES

Dos incendios en dos edificios de Inglaterra a principio de los años 1990 (Broadgate y Churchill Plaza) nos dieron la oportunidad de observar cómo respondían los modernos edificios de armazón de acero ante el fuego. La experiencia de éstos fue determinante para estimular la reflexión sobre la forma en la que se podrían diseñar los edificios para resistir incendios, además de desencadenar los experimentos de Cardington.

También existen pruebas sobre el comportamiento de edificios a partir de ensayos de fuego a gran escala en Australia y en Alemania. Tanto en Australia como en Nueva Zelanda, se han desarrollado los planteamientos de diseño que permiten el uso de acero sin protección en edificios de varias plantas, con estructura de acero.

### 4.1 Broadgate

En 1990, se produjo un incendio en un edificio de oficinas de 14 plantas sin terminar, en la ampliación de Broadgate, en Londres<sup>(6)</sup>. El fuego comenzó en el interior de una caseta de obra grande en el primer nivel del edificio. Se estimó que el fuego superó los 1000 °C de temperatura.

El forjado se construyó utilizando cerchas de celosía de gran luz y vigas mixtas que soportaban un forjado colaborante. La losa del forjado fue diseñada para 90 minutos de resistencia al fuego. En el momento del incendio, el edificio se encontraba en construcción, no estando completa la protección pasiva contra fuego de la estructura de acero. El sistema aspersor y demás medidas activas no se encontraban aún operativos.

Tras el incendio, una investigación metalúrgica concluyó que era improbable que la temperatura de la estructura de acero sin protección hubiera superado los 600 °C. Una investigación similar de los tornillos empleados en las conexiones acero-acero concluyó que la temperatura máxima alcanzada en los tornillos, durante la creación o como consecuencia del incendio, era de 540 °C.

Las vigas de acero distorsionadas mostraban desviaciones permanentes de entre 270 mm y 82 mm. Las vigas con desplazamientos permanentes en el extremo más alto de dicho rango mostraron signos evidentes de pandeo del ala inferior, y del entramado junto a sus soportes. A partir de dichos signos evidentes se determinó que el comportamiento de las vigas se había visto profundamente afectado por la resistencia a la dilatación térmica. Fue la estructura circundante la que aportó dicha resistencia, que se encontraba a una temperatura bastante menor a la del acero afectado por el fuego. Se indujeron fuerzas axiales en las vigas calentadas, con el resultado de un incremento en desplazamiento vertical debido al efecto *P-delta*. El pandeo del ala menor y de la red de la viga junto a sus soportes se debió a una combinación de la fuerza axial inducida y del momento negativo ocasionado por el empotramiento de la unión.

Aunque en la investigación se demostraron los efectos visualmente desfavorables de la limitación en vigas de acero, no resultaron evidentes los posibles efectos beneficiosos porque sólo hubo temperaturas de acero relativamente bajas durante el incendio. Los efectos beneficiosos que podrían haberse desarrollado fueron la acción catenaria de las vigas y el efecto de puente o de membrana del forjado colaborante.

Las cerchas de acero fabricadas tenían una luz de 13,5 m, y mostraban un desplazamiento vertical permanente máximo de 552 mm; algunos elementos de las cerchas mostraban

señales de pandeo. Se concluyó que el que los demás elementos de la cercha evitaran la dilatación térmica, junto con el calentamiento no-uniforme, hacían que se formaran fuerzas axiales compresivas adicionales, que tuvieron como resultado un efecto de pandeo.

En el momento del incendio, no estaban protegidos contra incendios todos los pilares de acero. En aquellos casos en los que no estaban protegidos, el pilar se había deformado y acortado aproximadamente 100 mm (ver 0). Estos pilares eran adyacentes a pilares mucho más pesados que no presentaban señal alguna de deformación permanente. Se pensó que este acortamiento fue resultado de una dilatación térmica menor. La limitación de la dilatación térmica fue conseguida por medio de una viga de transferencia rígida a un nivel superior del edificio, junto con los pilares que se encontraban fuera de la zona afectada.



**Figura 4.1** *Pilar con pandeo y vigas deformadas en Broadgate*

Aunque resultaran deformados algunos de los pilares, la estructura no mostró signo alguno de colapso. Se pensó que las zonas menos afectadas de la estructura tenían capacidad para soportar las cargas adicionales que se redistribuyeron fuera de las zonas debilitadas.

Tras el fuego, el forjado colaborante sufrió grandes deformaciones, con un desplazamiento permanente máximo de 600 mm (ver 0). Se observaron ciertos fallos en la armadura. En algunas zonas, los perfiles de chapa de acero se habían despegado del hormigón. Se consideró que se había debido principalmente a la liberación de vapor del hormigón, junto con los efectos de la limitación térmica y la dilatación diferencial.

Se utilizó una combinación de uniones con angulares y con chapas de extremo. Después del incendio, no se observó que ninguna de las uniones hubiera fallado, aunque era evidente una deformación. En uniones con angulares se produjo alguna deformación de los agujeros de los pernos. En una conexión de chapa de borde se habían fracturado dos de los pernos; en otra, la placa se había fracturado en todo un lateral de la viga, pero la unión seguía pudiendo transferir el corte. El motivo principal de la deformación se pensó que se debía a las fuerzas de tracción inducidas durante el enfriamiento.

Tras el fuego, se repusieron elementos estructurales de una zona de aproximadamente 40 m x 20 m, pero es importante señalar que no se llegó a producir fallo estructural alguno, y se mantuvo la integridad del forjado colaborante durante el incendio. Las pérdidas directas por el incendio superaron holgadamente los 25 millones de libras esterlinas, de los cuales menos de 2 millones de libras se debieron a la reparación del armazón estructural y a daños en el forjado; los otros costes fueron resultado de los daños por el humo. Se terminaron las reparaciones estructurales en 30 días.



**Figura 4.2** Vista del forjado deformado por encima del fuego (la flecha máxima era de unos 600 mm)

## 4.2 Edificio Churchill Plaza, Basingstoke

En 1991 se produjo un incendio en el edificio Mercantile Credit Insurance (Seguro de Crédito Mercantil), Churchill Plaza, Basingstoke. El edificio de 12 plantas se construyó en 1988. Los pilares tenían protección antiincendios de paneles, y las vigas de forjado colaborante tenían una protección de rociadores. La parte inferior del forjado mixto no estaba protegida contra incendios. La estructura fue diseñada para 90 minutos de resistencia al fuego.

El fuego comenzó en el piso octavo, y se propagó rápidamente hasta el noveno, y, posteriormente, al décimo, cuando falló el acristalamiento. Durante el incendio, la protección contra incendios funcionó bien, y no se produjo deformación permanente en el armazón de acero. Se consideró que el fuego era comparativamente 'frío' porque el fallo del acristalamiento permitió al viento cruzado aumentar la ventilación. Las uniones con protección no presentaron deformación alguna.

En ciertos lugares, los perfiles de acero laminado unidos en cola de milano dieron muestra de despegue de la losa de forjado colaborante. (como ya se había observado en el incendio del Broadgate). Se realizó un ensayo de carga en la zona más afectada, aplicando una carga 1,5 veces la carga de diseño total aplicada. Mediante el ensayo se vio que la losa tenía una capacidad portante de carga adecuada y que se podía reutilizar sin necesidad de reparación alguna.

La estructura de acero protegida no sufrió daño alguno. El coste total de reparación superó por mucho los 15 millones de libras esterlinas, dedicando la mayor parte a reparar la contaminación por humo, al igual que en el incendio de Broadgate. Se instalaron aspersores en el edificio restaurado.



**Figura 4.3** *Churchill Plaza, Basingstoke, tras el incendio*

### **4.3 Ensayos de fuego en Australia**

BHP, el mayor fabricante de acero de Australia, lleva muchos años realizando estudios y publicando <sup>(7, 8)</sup> soluciones de ingeniería de fuego para edificios de estructura de acero. Se ha llevado a cabo una serie de ensayos naturales de fuego a gran escala en el Laboratorio Melbourne en instalaciones especialmente preparadas que representan estadios deportivos, aparcamientos de vehículos y oficinas. El programa de ensayos de oficina se centró en proyectos de rehabilitación que se debían llevar a cabo en edificios principales en el centro comercial de Melbourne.

#### ***Ensayos de fuego en William Street y planteamientos de diseño***

Cuando se construyó en 1971, un edificio de 41 plantas situado en William Street, en el centro de Melbourne, era el más alto de Australia. El edificio era de planta cuadrada, con un núcleo interno central cuadrado. Se instaló un sistema de aspersores para riesgo leve. La estructura de acero que rodeaba el núcleo interno y los pilares de acero perimetrales estaban protegidos por un cerramiento de hormigón. Las vigas y el soffito (intradós) de los forjados colaborantes de placas de acero estaban protegidos con material a base de amianto. Durante el programa de restauración realizado en 1990, se tomó la decisión de retirar el peligroso amianto.

La estructura del forjado fue diseñada por su capacidad de servicio, más que para aportar resistencia, lo que quería decir que había una reserva de resistencia que sería altamente beneficiosa para la supervivencia del armazón en caso de incendio, ya que se podrían soportar temperaturas superiores antes de que el armazón alcanzara su condición límite.

En el momento de la rehabilitación, la resistencia requerida al fuego era de 120 minutos. Lo normal es que incluyera la aplicación de la protección antiincendios a las vigas de acero y al soffito de la losa con armadura muy ligera (se ha revisado la normativa australiana y ahora se permite que quede sin protección el soffito de la losa, resistiendo 120 minutos al fuego). Además, era necesario actualizar el sistema existente de aspersores en caso de peligro leve para cumplir la normativa principal.

En 1990 se sometió a debate nacional la resistencia antiincendios de edificios; se aprovechó entonces la oportunidad para realizar una evaluación de riesgos y valorar si era necesario proteger la estructura de acero contra incendios, y actualizar el sistema de aspersores. Se

realizaron dos evaluaciones. La primera se llevó a cabo sobre la base de que el edificio cumplía la normativa vigente sin ninguna medida adicional de seguridad; la segunda se realizó sin presuponer protección alguna de las vigas ni sofito de la losa, además de conservar el sistema de aspersores existente. En la segunda evaluación también se incluyeron el efecto de los sistemas de detección y los sistemas de gestión del edificio. Las autoridades coincidieron en que si los resultados de la segunda evaluación de riesgos eran al menos igual de favorables que los de la primera evaluación, se consideraría aceptable el uso del sistema de aspersores existente, y de las vigas de acero y las losas colaborantes sin protección.

Se llevó a cabo una serie de cuatro ensayos de fuego para obtener datos para la segunda evaluación de riesgos. Los ensayos se realizaron para estudiar aspectos como la naturaleza probable del fuego, los resultados del sistema de aspersores existente, el comportamiento de la losa colaborante sin protección y las vigas almenadas sometidas a incendios reales, con la probable generación de humo y productos tóxicos.

Los ensayos se realizaron en un edificio de ensayos construido para dicho fin en los Laboratorios Melbourne de BHP Research (ver 0). Simulaban una nave esquinada del edificio de 12 m x 12 m, con la altura típica de planta. El edificio de ensayo se amuebló para que se pareciera a un entorno de oficinas, con una oficina pequeña de 4 m x 4 m, adyacente al perímetro del edificio. La oficina tenía un cerramiento de pladur, ventanas, una puerta y la fachada del edificio de ensayo. La carga impuesta se aplicó con depósitos de agua.



**Figura 4.4** Edificio de ensayo BHP y ensayo de fuego

Se realizaron cuatro ensayos de fuego. Los dos primeros tenían que ver con los ensayos de rendimiento del sistema de aspersores de riesgo leve. En el Ensayo 1, se inició un fuego en la oficina pequeña, y se activaron los aspersores automáticamente. Esta oficina tuvo una carga de fuego de 52 kg/m<sup>2</sup>. Las temperaturas atmosféricas llegaron a los 60 °C antes de que los



aspersores controlaran y extinguieran el fuego. En el Ensayo 2, se inició un incendio en la zona de superficie abierta, en el medio entre cuatro aspersores. Esta zona tuvo una carga de fuego de  $53,5 \text{ kg/m}^2$ . La temperatura atmosférica llegó a los  $118 \text{ }^\circ\text{C}$  antes de que los aspersores controlaran y extinguieran el fuego. Con estos dos ensayos se muestra que el sistema existente de aspersores para riesgo leve era el adecuado.

El rendimiento estructural y térmico del forjado colaborante fue evaluado en el Ensayo 3. Las vigas portantes estaban protegidas parcialmente. El incendio se inició en la superficie de plano abierto, y se podía desarrollar con los aspersores desconectados. La temperatura atmosférica máxima alcanzó los  $1254 \text{ }^\circ\text{C}$ . El fuego fue extinguido en cuanto se consideró que se habían alcanzado las temperaturas atmosféricas máximas. La losa soportaba la carga impuesta. La temperatura máxima registrada en la superficie superior de la losa del forjado fue de  $72 \text{ }^\circ\text{C}$ . La parte inferior de la losa había estado protegida parcialmente por el sistema del techo, que permaneció básicamente en su sitio durante el incendio.

En el Ensayo 4, las vigas de acero se dejaron sin proteger, y se inició el fuego en una oficina pequeña. El fuego no se extendió a la zona de plano abierto a pesar de que se rompieran manualmente las ventanas para aumentar la ventilación. Por lo tanto se encendieron los incendios desde una fuente externa de la zona de plano abierto. La temperatura máxima registrada fue de  $1228 \text{ }^\circ\text{C}$ , con una temperatura máxima en la viga de acero de  $632 \text{ }^\circ\text{C}$ , registrada encima del techo suspendido. El fuego se extinguió cuando se consideró que las temperaturas atmosféricas habían alcanzado su valor máximo. Una vez más, las vigas de acero y el suelo estaban parcialmente protegidas por el techo. El desplazamiento central de la viga almenada fue de  $120 \text{ mm}$  y la mayoría de su flecha se recuperó cuando se enfrió la estructura a temperatura ambiente.

Se colocaron tres pilares sin carga en el sector de incendio para ensayar el efecto de los escudos simples de radiación. Se protegió un pilar con lámina de acero galvanizado, otro con lámina de acero aluminizado y el tercero fue un pilar de referencia sin protección. Las temperaturas máximas de pilar registradas fueron  $580 \text{ }^\circ\text{C}$ ,  $427 \text{ }^\circ\text{C}$  y  $1064 \text{ }^\circ\text{C}$  respectivamente, lo que sugería que los escudos de radiación podían aportar la protección suficiente a los elementos de acero en condiciones de poca carga de fuego.

Se llegó a la conclusión, a partir de los cuatro ensayos de fuego, que el sistema existente de rociadores de peligro leve era el adecuado, y que no era necesaria protección antiincendios alguna para las vigas o el sofíto de acero de la losa de forjado colaborante. Un incendio que ocurriera en el edificio de William Street no debería deformar la losa ni las vigas de acero excesivamente, siempre que las temperaturas de acero no superen las registradas en los ensayos.

El aumento de temperatura en las vigas de acero se vio influenciado por el sistema del techo suspendido, que permaneció ampliamente intacto durante los ensayos.

El edificio central principal de la ciudad, que estaba sujeto a la investigación técnica, era propiedad de la compañía de seguros más importante de Australia, que había iniciado y financiado el programa de ensayo. Fue aprobado por la autoridad local sin protección pasiva antiincendios en las vigas, pero con un sistema de aspersores de riesgo leve, con una fiabilidad mejorada, y con el sistema de techo suspendido que había demostrado tener éxito durante el programa de ensayo.

#### **4.3.1 Ensayos de fuego en Collins Street**

Se construyó esta plataforma de ensayo para simular un sector de incendio de un edificio de varias plantas con estructura de acero en Collins Street, Melbourne. El objetivo del ensayo fue registrar datos de temperatura con fuego resultante de la combustión de mobiliario en una sección típica de oficina.

El sector era de 8,4 m × 3,6 m, y estaba amueblada con mobiliario típico de oficina, lo que aportó una carga de fuego entre 44 y 49 kg/m<sup>2</sup>. Se instaló un sistema de techo suspendido sin clasificación de material de fuego, con baldosas de yeso con una manta de refuerzo de fibra de vidrio. La parte superior del sector era una losa de hormigón sin carga. Durante el ensayo, se registraron las temperaturas en las vigas de acero entre la losa de hormigón y el techo suspendido. Se registraron también las temperaturas de tres pilares autónomos internos. Dos de estos pilares estaban protegidos internamente con lámina de aluminio y chapa de acero, actuando simplemente como escudo de radiación; el tercero quedó sin protección. También se construyeron tres pilares externos sin carga, y se colocaron a 300 mm de las ventanas del perímetro del sector.

El sistema del techo sin clasificación de material de fuego proporcionó una barrera de fuego efectiva, haciendo que la temperatura de las vigas de acero permaneciera baja. Durante el ensayo, la mayoría del techo suspendido quedó en su sitio. Las temperaturas atmosféricas por debajo del techo oscilaban entre 831 °C y 1163 °C, con el menor de los valores junto a las ventanas rotas. Por encima del techo la temperatura del aire oscilaba entre 344 °C y 724 °C, con las mayores temperaturas en los puntos en los que había brechas en el techo. La temperatura máxima de la viga de acero era de 470 °C.

Los pilares internos indicativos sin carga alcanzaron una temperatura máxima de 740 °C sin protección, y menor a 403 °C con escudo de protección. Los pilares externos desnudos registraron una temperatura máxima de 490 °C.

El ensayo de fuego mostró que las temperaturas de las vigas y pilares externos eran lo suficientemente bajas para justificar el uso de acero sin protección, al igual que en los ensayos de William Street, la protección concedida por el techo suspendido sin clasificación de material de fuego, resultó beneficiosa.

### **4.3.2 Conclusiones del estudio de Australia**

Los ensayos australianos y las evaluaciones de riesgos asociadas llegaron a la conclusión de que, siempre que los rascacielos de oficinas tengan un sistema de rociadores de una fiabilidad suficiente, el uso de vigas sin protección ofrecería un nivel mayor de seguridad que edificios similares que cumplían los requisitos del Código australiano de edificios (Building Code of Australia) mediante protección pasiva. Hasta comienzos de 1999 se homologaron en Australia seis edificios de este tipo de 12 a 41 plantas.

## **4.4 Ensayo fuego en Alemania**

En 1985 se llevó a cabo un ensayo de fuego en un edificio de demostración de cuatro plantas con estructura de acero en la Universidad alemana Stuttgart-Vaihingen de Alemania<sup>(9)</sup>. Tras el ensayo de fuego, se utilizó el edificio como oficina y laboratorio.

Se construyó el edificio utilizando muchas formas diferentes elementos mixtos de acero y hormigón. Entre ellos se encontraban pilares llenos de agua, pilares parcialmente cerrados, pilares llenos de hormigón, vigas mixtas y varios tipos de forjado colaborante.

El ensayo de fuego principal se ejecutó en el tercer piso, en un sector de incendio que abarcaba aproximadamente un tercio del edificio. Las piletas de madera aportaban la carga de fuego, y los bidones de aceite llenos de agua aportaban la carga de gravedad. Durante el ensayo, la temperatura atmosférica ascendió por encima de los 1000 °C, con vigas de forjado que alcanzaron temperaturas de hasta 650 °C. Tras el ensayo, al investigar las vigas se vio que los entramados llenos de hormigón se habían desconchado en algunas zonas expuestas a la armadura. Sin embargo, las vigas se comportaron muy bien durante el ensayo, sin ninguna deformación permanente significativa tras el fuego. Los pilares externos y los que se encuentran alrededor del núcleo central no mostraban señales de deformación permanente. El

forjado colaborante alcanzó un desplazamiento máximo de 60 mm durante el incendio, manteniendo toda su integridad.

Tras el incendio, se rehabilitó el edificio. El trabajo de rehabilitación consistió en la reinstalación completa de los paneles exteriores al muro dañado por el incendio, las partes dañadas de los perfiles de acero con la losa de forjado de hormigón, y el relleno de hormigón en las vigas. En general se vio que era económicamente factible la rehabilitación de la estructura.

## 4.5 Trabajo experimental a temperatura ambiente

El método de diseño simple presentado en la Sección 5 se ha basado en modelos teóricos desarrollados para diseño a temperatura ambiente, y se ha verificado con investigaciones experimentales. Desde 1961, se ha llevado a cabo una serie de dichas investigaciones experimentales para investigar el efecto membrana en losas de hormigón (15,18,22,23,24) sin límite horizontal en plano. En todos los ensayos, la muestra falló por tener grandes grietas en toda la profundidad de la losa en su luz menor, observándose claramente el efecto membrana, como se puede ver en la 0.

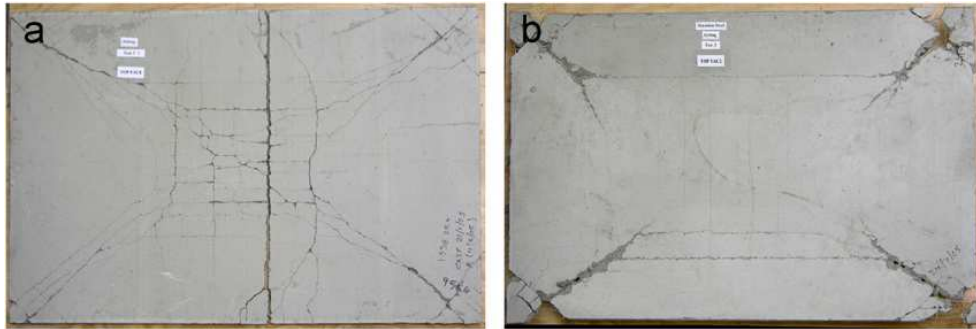
**Tabla 4.1** Comparación entre el método de diseño simple y ensayos anteriores a temperatura ambiente<sup>(26)</sup>

Referencia	Nº de ensayo	Tamaño de la losa (m)	Carga de línea de fluencia (kN/m <sup>2</sup> )	Carga de ensayo (kN/m <sup>2</sup> )	Mejora observada en el ensayo	Mejora calculada
Hayes & Taylor <sup>(22)</sup>	R11	0,914x0,914	15,43	31,97*	2,07	2,07
	R12	0,914x0,914	55,64	89,0*	1,60	2,11
	R13	0,914x0,914	29,05	60,8*	2,09	2,09
	R21	1,372x0,914	20,24	36,48*	1,80	1,80
	R31	1,828x0,914	16,37	25,08*	1,53	1,49
Taylor, Maher & Hayes <sup>(23)</sup>	S1	1,829x1,829	23,83	42,90*	1,80	1,48
	S7	1,829x1,829	23,83	39,03*	1,64	1,68
	S9	1,829x1,829	23,83	38,13*	1,60	1,31
Sawczuk & Winnicki <sup>(18)</sup>	Tipo 1 ( $\alpha = 2.0$ )	2,0 x 1,0	20,6	38,26*	1,86	1,71
	Tipo 2 ( $\alpha = 2.0$ )	2,0 x 1,0	10,99	17,18*	1,56	1,46
	Tipo 1 ( $\alpha = 1.45$ )	1,6x1,1	21,04	45,13*	2,14	2,15
Wood <sup>(15)</sup>		0,610 x0,610	10,45 (kN)	17,14* (kN)	1,64	1,36
BRE <sup>(20)</sup>		9,5 x 6,46	2,58	4,81	1,86	1,68

\* denota que no se produjo fallo de la losa.

Se realizaron recientemente una serie de 22 ensayos en losas de hormigón a pequeña escala sin límite horizontal, con una razón anchura-altura de 1,0 ó 1,55, de Bailey y Toh<sup>(27)</sup>. Por regla general, en estos ensayos ambientales se observaron dos modos diferentes de fallo dependientes del índice de armadura, la razón anchura-altura y la ductilidad de la armadura. La fractura de la armadura en la luz más corta (0(a)) fue el modo de fallo dominante en la mayor parte de las losas con armadura ligera, mientras que las losas con armadura más pesada y las que contaban con una armadura de gran ductilidad, fallaron principalmente debido al fallo de compresión en las esquinas de la losa (0(b)). Estos datos experimentales arrojaron la información necesaria para extender el método a la armadura ortotrópica y para incluir el fallo de compresión en el hormigón como modo de fallo adicional a considerar.





**Figura 4.5** *Dos modos típicos de fallo en las losas de ensayo a temperatura ambiente.*

## 4.6 Trabajo experimental a alta temperatura

Además de los siete ensayos a escala completa llevados a cabo en el edificio de estructura de acero de ocho plantas con forjados colaborantes, en Cardington en 1996 y 2003<sup>(28,29)</sup>, Bailey y Toh<sup>(27)</sup> también han realizado ensayos a alta temperatura a pequeña escala para investigar en mayor profundidad el efecto membrana en forjados colaborantes. Como resultado de estos ensayos, se ha modificado el método de diseño desarrollado originalmente por Bailey y Moore, con el resultado de la fórmula que se muestra en la Sección 5.

Bailey y Toh<sup>(27)</sup> hicieron una serie de 15 ensayos en losas de hormigón a pequeña escala sin límite horizontal, con razones anchura-altura de 1,0 ó 1,55. La conclusión fue que, a diferencia de las losas evaluadas en condiciones ambientales, en las que el modo de fallo se había visto afectado por el fallo compresivo del hormigón, en las 15 losas ensayadas en condiciones de fuego, la fractura de la armadura en la luz más corta produjo el fallo, como se aprecia en la 0.



**Figura 4.6** *Modo de fallo en losas de ensayo a temperaturas elevadas*

## 5 MÉTODO DE CÁLCULO SIMPLIFICADO

Desde el trabajo pionero de Johansen sobre el análisis de la línea de fluencia <sup>(10)</sup>, los científicos han observado los efectos beneficiosos de las fuerzas de membrana para mejorar la capacidad portante de carga de las losas de hormigón, en comparación con las estimaciones de capacidad basándose sólo en el comportamiento de flexión <sup>(11)</sup>.

Se llevaron a cabo una serie de estudios experimentales y teóricos para investigar los efectos beneficiosos de fuerzas en plano a temperatura ambiente, consiguiendo una buena comprensión teórica del comportamiento. Tras el trabajo experimental llevado a cabo en Cardington, esta teoría se ha extendido a escenarios de diseño de fuego, como se detalla a continuación.

El trabajo experimental en Cardington y la evidencia procedente de otros incendios reales en estructuras de edificios habían servido para ilustrar que hay reservas significativas de fuerza en edificios de hormigón y acero mixtos, lo que significa que los resultados de la estructura ante el fuego superan las expectativas creadas por ensayos de fuego estándar en elementos estructurales individuales. Cardington ha demostrado que fue posible dejar sin protección las vigas de acero mixtas que sujetaban la losa del forjado de hormigón; el trabajo comenzó por investigar modelos de diseño adecuados para permitir a los ingenieros estructurales justificar el diseño antiincendios de una losa de forjado sustentada por vigas de acero sin protección.

Investigadores del Building Research Establishment (BRE), con financiación del Steel Construction Institute, desarrollaron un método de cálculo simplificado para losas de forjado colaborante de acero y hormigón después del trabajo experimental de Cardington <sup>(12,13)</sup>. El modelo BRE ha sido validado frente a los resultados de ensayo de fuego a gran escala de Cardington, y el trabajo experimental previo se ha realizado a temperatura ambiente. Este método se presenta y aborda en detalle en la Sección 5.2.

El método de cálculo simplificado difiere de los procedimientos de diseño simple que se indican en los códigos de diseño <sup>(32,33)</sup>, ya que considera el comportamiento de un conjunto de elementos estructurales que actúan conjuntamente, en lugar de como elementos individuales. Aunque sería también técnicamente posible utilizar elementos finitos no-lineales para determinar la capacidad de soporte de carga en presencia de fuego, se trata de una solución más cara que exige una experiencia importante y un conocimiento previo. El método presentado en este documento es más accesible a los ingenieros estructurales que dispongan de nociones básicas de la ingeniería del fuego.

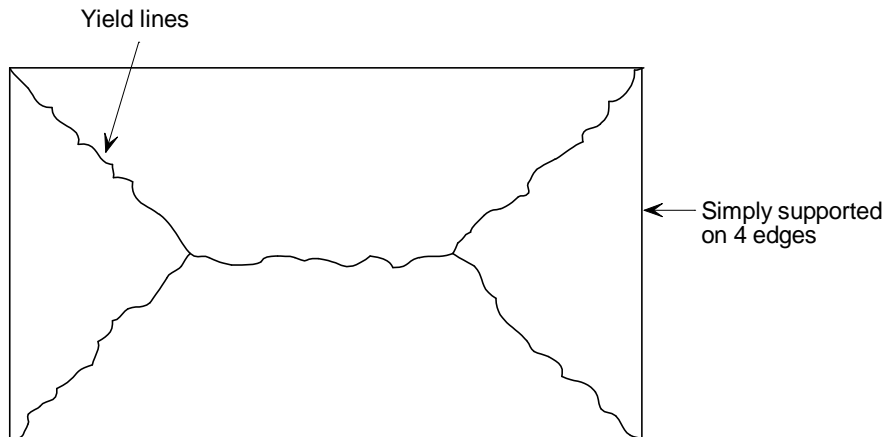
### 5.1 Introducción a la teoría de la línea de fluencia y el efecto membrana

La teoría de la línea de fluencia, utilizada por primera vez por Johansson, es una teoría de carga novedosa basada en mecanismos supuestos de derrumbe y propiedades plásticas de losas de hormigón pobremente armado. El mecanismo de colapso se define por un patrón de líneas de fluencia por el cual cede la armadura y la losa sufre deformaciones plásticas. Las zonas limitadas por las líneas de fluencia se supone que permanecen rígidas, teniendo lugar toda la rotación en la línea de fluencia.

Para que dicha teoría de la línea de fluencia sea válida, se deben evitar los fallos de corte, fallos de unión y fallos de compresión. La respuesta momento - curvatura de la losa debe ser suficientemente dúctil para permitir la formación de un mecanismo; en la práctica, no se trata de un problema, ya que las losas siempre están pobremente armadas, lo que lleva a que la

armadura ceda dúctilmente antes de otros modos más quebradizos, como el fallo compresivo del hormigón.

En losas cuadradas y rectangulares que simplemente se sustentan en sus extremos libres, se espera que se den los patrones de líneas de fluencia que aparecen en 0. Se trata de los patrones de la línea de fluencia que se suponen en el siguiente desarrollo teórico. Realmente, en un edificio de estructura de acero, la losa se apoya en vigas de acero que tienen una rigidez finita entre posiciones de pilar. En la Sección 6 se trata este tema.



**Figura 5.1** Un patrón típico de línea de fluencia para una losa rectangular sustentada simplemente sobre cuatro lados

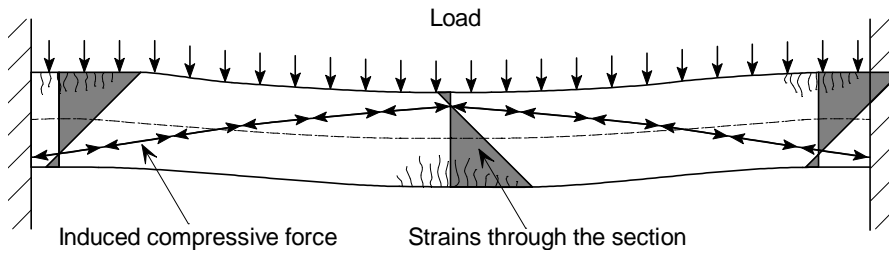
Se puede obtener una solución de cota superior para un supuesto patrón de línea de fluencia. La solución se basa en la teoría de energía, con el trabajo externo realizado por la carga aplicada debida a un desplazamiento de las unidades de las regiones rígidas equiparado al trabajo interno realizado mediante la rotación de las líneas de fluencia. La carga que corresponde a cualquier mecanismo de fallo supuesto será mayor o igual a la carga de colapso real de la estructura, dando así una solución de cota superior.

Sin embargo, debido al efecto membrana en la losa y a la deformación por endurecimiento de la armadura tras ceder, esta solución teórica de cota superior desde el análisis de la línea de fluencia tiende a ser significativamente menor que el fallo real de la losa que se observa durante los experimentos.

El efecto de membrana en las losas crea unas fuerzas en plano que se guían por las condiciones de límite en plano de la losa. A continuación se consideran dos casos extremos de límite total o límite nulo.

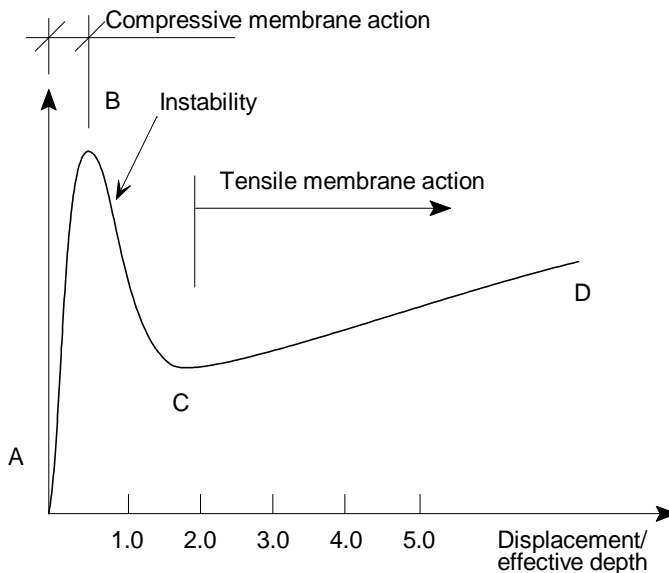
### 5.1.1 Losa con límite total en plano

Con un límite total en plano de los límites de losa, las pequeñas flechas de flexión iniciales de una losa tienen como resultado un efecto membrana compresivo<sup>(14,15)</sup>. Este mecanismo se ilustra en la 0, para un elemento de extensión en una vía. Se produce una acción compresiva a lo largo de una vía desde la superficie inferior de límite, hasta la superficie superior a una distancia media, induciendo un efecto de arqueado compresivo en la losa que produce una mejor resistencia, como se puede ver en 0. No obstante, este efecto de arqueado se hace estable en cuanto la magnitud de la flecha vertical supera un valor igual a aproximadamente la mitad del espesor de losa, dando como resultado la rápida reducción de la resistencia. La losa puede entonces seguir desarrollando un efecto membrana de tensión con desplazamientos mayores.



**Figura 5.2** Efecto membrana compresor en losa arriostrada

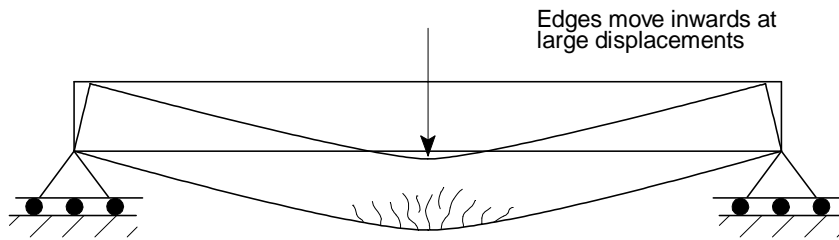
En el parque<sup>(14)</sup> se puede ver el efecto membrana compresivo en una losa arriostrada utilizando un gráfico similar a 0. El tipo máximo de carga inicial de pico que se muestra en esta figura con desplazamientos menores al espesor de la losa se debe a un efecto membrana compresivo. Cuando se produce un fallo por compresión en el hormigón, se observa una caída repentina en la capacidad, acompañada de un incremento en el desplazamiento. Entonces aumenta la capacidad de carga a medida que aumenta la flecha hasta que se produce la fractura de la armadura.



**Figura 5.3** Efecto membrana en una losa con límites de arriostramiento en plano<sup>(15)</sup>

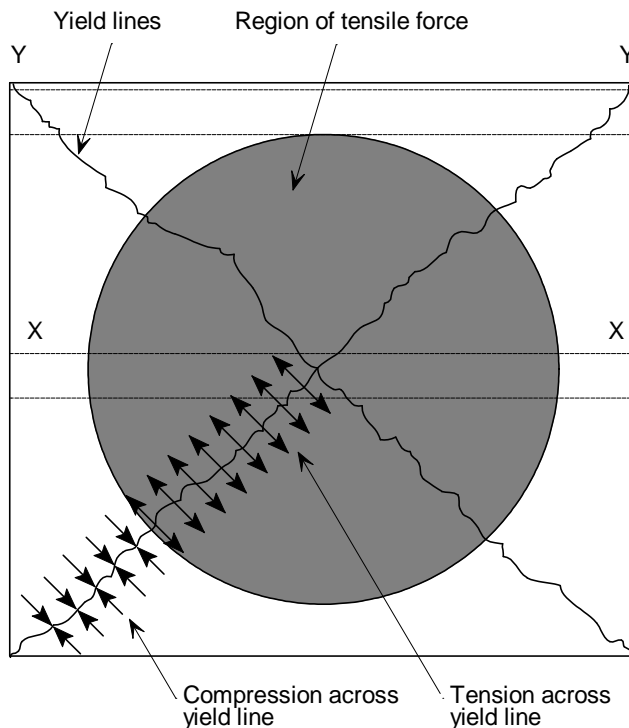
### 5.1.2 Losa sin límite alguno en plano

En aquellos casos en los que la losa no está arriostrada, el comportamiento de la losa es diferente. No se puede producir un efecto de membrana compresivo, y el comportamiento tras ceder se caracteriza por el efecto membrana de tracción. Con un elemento de extensión en una vía, los desplazamientos verticales importantes harán que se acorte el extremo del elemento. Si se evita este acortamiento del extremo, entonces se producirán fuerzas de tracción. Para un elemento de extensión en una vía, estas fuerzas de retención se tendrían que desarrollar externamente en los soportes. No obstante, para una losa de extensión en dos vías, es decir, una losa con soportes simples en los cuatro extremos, no son necesarios límites horizontales externos, ya que la losa puede desarrollar un sistema interno de fuerzas en plano con el mismo efecto.



**Figura 5.4** Elementos estructurales de extensión en una vía

Considerando el caso de una losa de extensión en dos vías, como se puede ver en 1. Esta losa tiene soportes verticales alrededor de su perímetro, pero no hay límites horizontales en plano. La tira situada en el centro de la losa marcada con X-X tendrá la tendencia a un comportamiento de acortamiento similar al elemento de extensión en una vía que se muestra en 0. No obstante, las tiras marcadas YY en un extremo con soporte no tienen el mismo desplazamiento vertical, con lo que no tienen un acortamiento de extremos significativo. Se producirán, por lo tanto, fuerzas en plano en la interfaz de estas tiras de losa, para poder mantener el equilibrio, induciendo así las tensiones de tracción en tiras como X-X, y tensiones de compresión en tiras como Y-Y. Al producirse este comportamiento en dos direcciones, el resultado es una zona de tensión por tracción en el centro de la losa marcada con su superficie ensombrecida en 1, y un anillo compresor alrededor del perímetro.



**1. Figura 5.5** Desarrollo de fuerzas de membrana en plano

### 5.1.3 Efecto de tensiones de membrana en líneas de fluencia

El desarrollo de fuerzas en de tracción y compresión en plano tendrá influencia en los momentos de línea de fluencia desarrollados en la losa, con reducciones en la resistencia a la flexión en la zona de tracción, y con una mejora de la resistencia a la tracción de las líneas de fluencia en la zona de compresión. Además de esta influencia en la resistencia a la tracción, también se tiene la capacidad de soporte de carga adicional debida al efecto membrana de tracción.

Siguiendo el trabajo de Johansson sobre el análisis de la línea de fluencia, Ockleston<sup>(11)</sup> hablaba de ensayos para la destrucción completa de un edificio. Con estos ensayos se muestra que las cargas sustentables por los forjados eran considerablemente superiores a las

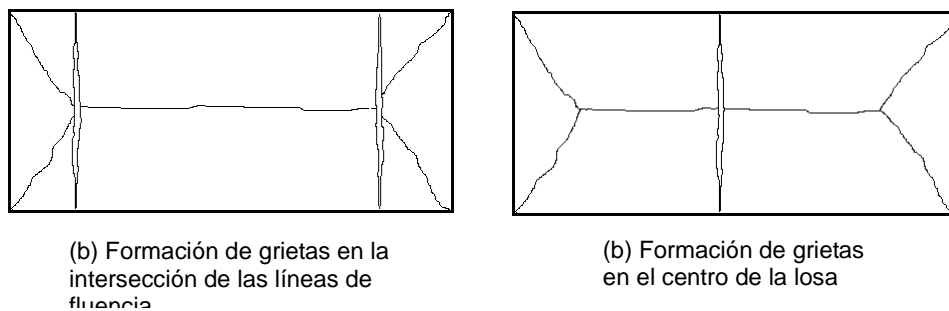
previstas según la teoría de la línea de fluencia. De esta forma se originó un interés considerable en el estudio de los efectos membrana y una serie de investigadores los estudiaron experimental y analíticamente durante los siguientes años.

Observaciones realizadas en ensayos de losas sin arriostrar nos muestran que el patrón de las líneas de fluencia queda imperturbable con grandes desplazamientos. El modo de fallo último se ha demostrado también que es desarrollo de grandes grietas en la luz más corta, con una fractura de la armadura, según Wood<sup>(15)</sup>

Wood<sup>(15)</sup>, Kemp<sup>(17)</sup>, Taylor<sup>(16)</sup>, Sawczuk<sup>(18)</sup>, Hayes<sup>(19)</sup> y Bailey y Moore<sup>(12,13)</sup> han desarrollado métodos de análisis para losas sin arriostramiento.

Wood desarrolló una solución para una losa circular con límites de soporte simples sometidos a una carga distribuida. Kemp desarrolló una solución similar para losas cuadradas. El método de éste contemplaba una rigurosa solución rígido-plástica en la que la capacidad portante de carga se determina considerando el equilibrio de las regiones rígidas de la losa. De esta forma se permite determinar la magnitud de las fuerzas de membrana y de los momentos de la línea de fluencia en función de la flecha de losa. La teoría de Kemp demuestra que la capacidad de la losa es una función de la flecha de la losa. Señala que en la práctica, se alcanzaría una carga de colapso cuando se produce la fractura de la armadura, o cuando el hormigón de la región exterior resulta aplastado, aunque con su modelo no pretende definir este punto final en la respuesta a la flecha de carga.

En la teoría de Sawczuk se contempló la formación de la grieta en la luz corta. Sawczuk señaló que los elementos triangulares rígidos de la losa están sujetos a momentos en plano por la variación de las fuerzas de membrana en las líneas de fluencia. Sawczuk, estimando la resistencia de flexión de zonas rígidas, predijo el desarrollo de rótulas de flexión por la línea central de la losa, y de grietas en la luz corta. No se considera este agrietamiento en los métodos desarrollados por Taylor y Kemp. El método basado en la energía de Sawczuk consideraba dos posibles formaciones de grietas, como se ve en 0. Se llegó a la conclusión de que el modo crítico de fallo se debió a la formación de grietas en la luz corta, en la intersección de las líneas de fluencia, como se puede ver en 0(a).



**Figura 5.6** Modos de fallo identificados por Sawczuk

Hayes señaló que el análisis de Sawczuk implicaba la presencia de fuerzas límite, cuando dichas fuerzas en realidad no podrían existir en un extremo de apoyo simple sin arriostramiento. Hayes también observó que no se observaba ningún aumento en la capacidad portante de carga cuando se considera el equilibrio del momento de las regiones rígidas. Hayes siguió hasta desarrollar una solución para losas rectangulares con armadura ortotrópica, esbozando su crítica al método de Sawczuk y siguiendo la solución de Kemp para losas cuadradas. Con este método, Hayes también supuso que las grietas de la luz corta se producen en la intersección de las líneas de fluencia. Comparando este método con el de Sawczuk, Hayes llegó a la conclusión de que las diferencias no eran significativas. Lo que es importante, Hayes también señaló que disminuye la mejoría por los efectos membrana cuando aumenta la razón anchura-altura o la ortotropía de la armadura.

El supuesto de Sawczuk, también adoptado por Hayes, de que el modo de fallo contempla dos grietas en la luz corta, en la intersección de las líneas de fluencia, contradice una gran parte de los resultados de ensayo, incluido un ensayo realizado por el Building Research Establishment en 2000<sup>(20)</sup>. Así pues, Bailey y Moore<sup>(12,13)</sup> modificaron el método desarrollado por el enfoque de Hayes y basaron su método de equilibrio en la formación de una única grieta en el centro de la losa, modo de fallo normalmente observado en los ensayos realizados a temperaturas ambiente y elevada, 0(b). La derivación que utilizan Bailey y Moore se describe en la Sección 5.2. Inicialmente se desarrolló para una armadura isotrópica, pero se ha actualizado para que incluya los efectos de la armadura ortotrópica y el efecto catenario de las vigas de acero<sup>(21)</sup>.

## **5.2 Cálculo de la resistencia de forjados colaborantes según el método de diseño simple**

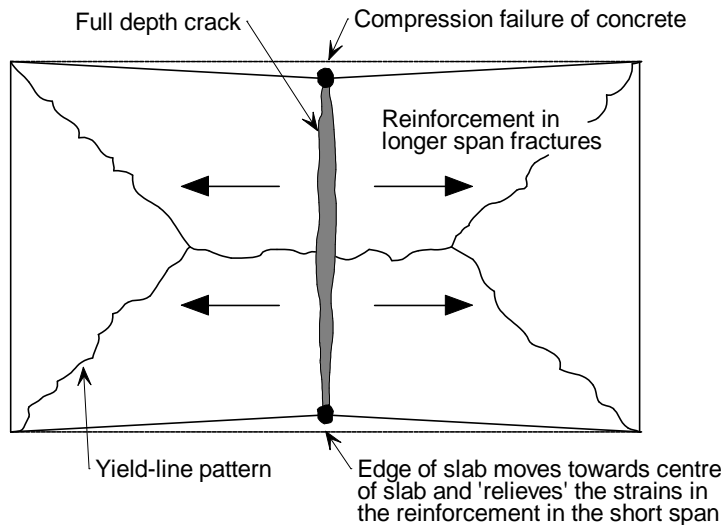
Esta Sección describe el método de diseño que se puede utilizar para calcular la resistencia de las placas rectangulares de forjado colaborante. Se ha desarrollado el método durante varios años. El desarrollo inicial<sup>(12,13)</sup> el método para su uso con armadura isotrópica sólo tenía en cuenta un modo de fallo debido a la fractura de la malla en la luz corta, como se ve en 0(a). Los últimos desarrollos<sup>(21,25)</sup> consideran un derivación más general que permite el uso de armadura ortotrópica, y también la inclusión de un fallo de compresión del hormigón en las esquinas de la losa (consulte 0(b)).

### **5.2.1 Cálculo de resistencia**

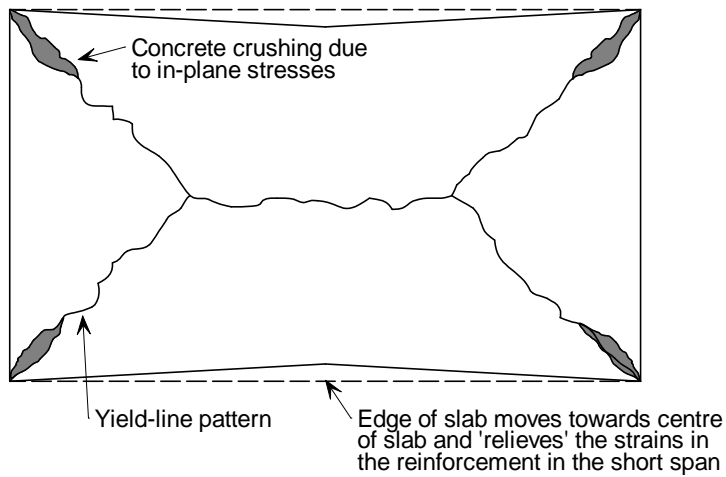
La capacidad portante de carga de una losa con extensión en dos vías de apoyo simple, sin restricción horizontal en plano en sus extremos, es mayor que la calculada utilizando la teoría de la línea de fluencia normal. La mejora de la resistencia se debe al efecto de membrana de tracción en la losa con gran desplazamiento, y también al incremento del momento elástico o de fluencia en las regiones exteriores de la losa, en las que se producen las tensiones de compresión en las líneas de fluencia (ver 0).

La mejora de la resistencia determinada como solución de cota inferior se basa en el supuesto de que en condiciones extremas, el patrón de la línea de fluencia será el que se muestra en 0(a) y que el fallo se producirá por la fractura de la malla en la luz corta del centro de la losa. En algunos casos podría producirse un segundo modo de fallo por el aplastamiento del hormigón en las esquinas de la losa, donde se producen las fuerzas compresivas en plano como se muestra en 0(b). Este modo de fallo se trata en la Sección 5.3.





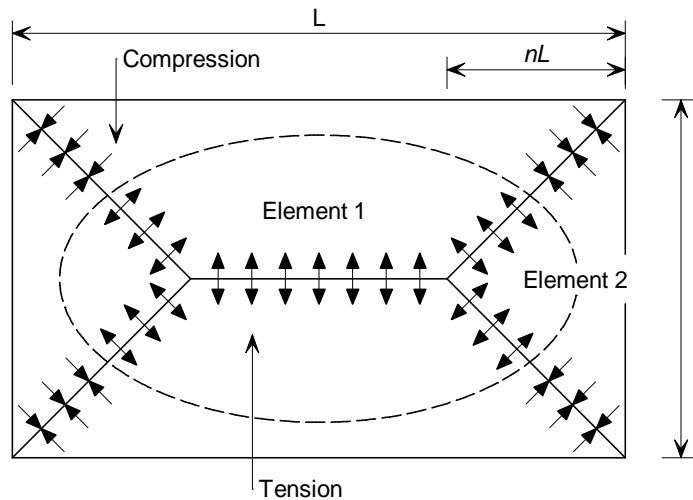
(a) Fallo de tracción en la armadura de malla



(b) Fallo de compresión del hormigón

**Figura 5.7** *Modo supuesto de fallo para forjado colaborante*

El primer modo de fallo se producirá cuando la fuerza compresora del hormigón supere la fuerza límite de la malla en tensión, produciendo la fractura del mallazo. Se producirá el segundo modo de fallo en aquellos casos en los que la fuerza límite de la malla supere la fuerza de compresión del hormigón, con el resultado de un fallo de compresión del hormigón en las esquinas de la losa.



**Figura 5.8** Losa rectangular con apoyo simple sobre cuatro extremos, que presenta fuerzas en plano en las líneas de fluencia, por el efecto membrana de tracción.

0 muestra una losa rectangular con apoyo simple soportada sobre su perímetro y el patrón esperado de línea de fluencia menor que se desarrollaría sobre la carga distribuida uniformemente. La intersección de las líneas de fluencia se define por el parámetro  $n$  calculado utilizando la teoría de la línea de fluencia general, y que se indica en:

$$n = \frac{1}{2\sqrt{\mu a^2}} \left( \sqrt{3\mu a^2 + 1} - 1 \right) \quad (11)$$

donde:

- $a$  es la razón anchura-altura de la losa ( $L/l$ )
- $\mu$  es la razón de la capacidad del momento de fluencia de la losa en direcciones ortogonales (siempre debe ser menor o igual que 1,0)

La luz más corta deberá definirse como la luz con la capacidad de momento menor resultante en coeficiente de ortografía ( $\mu$ ), que siempre es menor o igual a uno. Por ello  $n$  estaría limitada a un máximo de 0,5 resultante en un patrón de línea de fluencia válida.

La resistencia del mecanismo que se produce por la deformación de estas líneas de fluencia, viene dada por la siguiente ecuación:

$$P = \frac{24\mu M}{l^2} \left[ \sqrt{3 + \frac{1}{(a')^2}} - \frac{1}{a'} \right]^{-2}$$

donde:

$$a' = \sqrt{\mu a}$$

Hayes<sup>(19)</sup> señaló que presuponiendo un comportamiento rígido-plástico, sólo se permiten traslaciones y rotaciones de cuerpos rígidos. Otras suposiciones como que los ejes neutros en las líneas de fluencia son líneas rectas y que el bloque de tensión de hormigón es rectangular, quiere decir que las variaciones de las fuerzas de membrana en las líneas de fluencia se hacen lineales, como se muestra en 0. Estas suposiciones y la distribución resultante de fuerzas de membrana también fueron adoptadas por Bailey<sup>(12,26)</sup>.

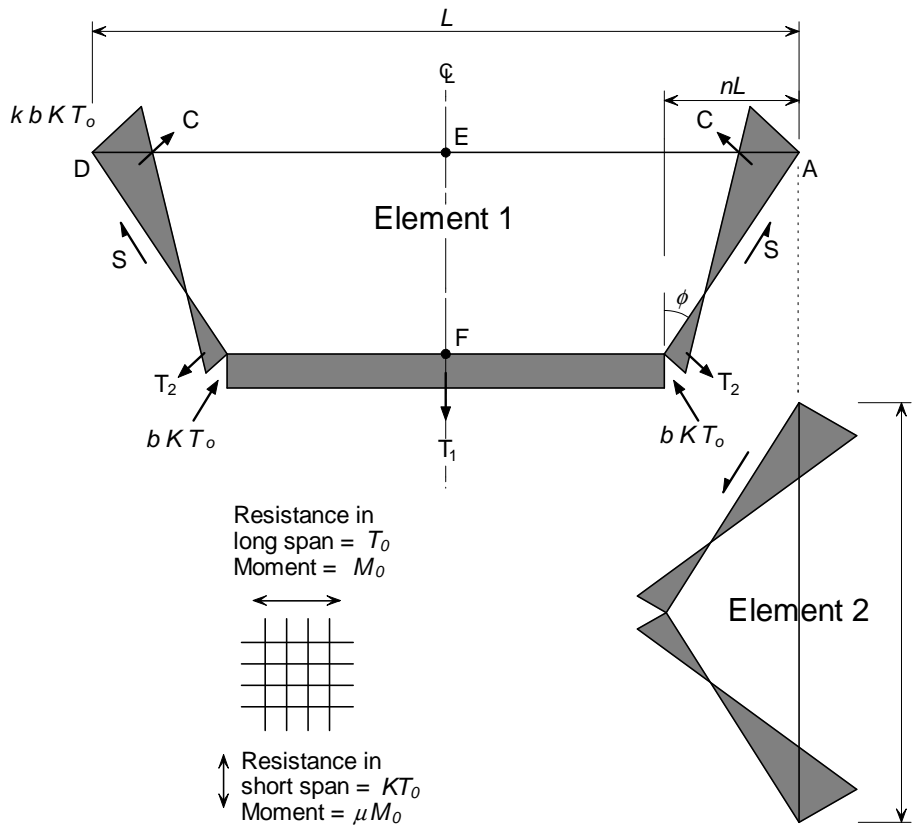


Figura 5.9 Distribución de tensión en plano para los elementos 1 y 2

## 5.2.2 Derivación de una expresión del parámetro k

Considerando el equilibrio de las fuerzas en plano  $T_1$ ,  $T_2$  y  $C$  que actúan en el Elemento 1, se permite la derivación de las siguientes relaciones:

$$S \sin \phi = (C - T_2) \cos \phi$$

y

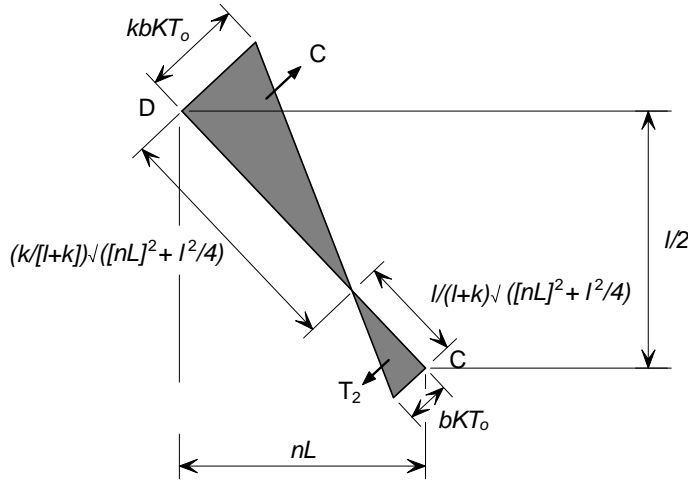
$$-S \cos \phi = (C - T_2) \sin \phi - \frac{T_1}{2}$$

Por lo tanto,

$$\frac{T_1}{2} \sin \phi = (C - T_2) \tag{1}$$

donde:

$\phi$  es el ángulo que define el patrón de la línea de fluencia.



**Figura 5.10** Distribución de tensión en plano en línea de fluencia CD

0 muestra la geometría de la distribución de la tensión en línea de fluencia CD. Considerando 0 y 0,

$$T_1 = bKT_0 (L - 2nL)$$

$$T_2 = \frac{bKT_0}{2} \left( \frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

$$C = \frac{kbKT_0}{2} \left( \frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

$$\sin \phi = \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}}$$

donde:

- $b, k$  son parámetros que definen la magnitud de la fuerza de membrana,
- $KT_0$  es la resistencia de la malla armada con acero por unidad de anchura,
- $n$  es el parámetro que define el patrón de la línea de fluencia.

Sustituyendo los valores anteriores en la Ecuación (1) se obtiene,

$$\frac{bKT_0(L - 2nL)}{2} \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} = \frac{kbKT_0}{2} \left( \frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} - \frac{bKT_0}{2} \left( \frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \quad E$$

esta expresión se puede reorganizar para obtener un valor del parámetro  $k$ .

$$k = \frac{4na^2(1 - 2n)}{4n^2a^2 + 1} + 1 \quad (2)$$

### 5.2.3 Derivación de una expresión del parámetro b

Considerando la fractura de la armadura en la luz corta de la losa, se puede desarrollar una expresión para el parámetro  $b$ . La EF de línea que se muestra en 0 representa el lugar de la fractura de mallazo que producirá una grieta en profundidad a través de la losa. Se puede obtener una solución de cota superior para el momento de resistencia en plano junto con la EF de línea suponiendo que toda la armadura del sector se encuentra en tensión límite ( $f_u$ ) y que el centro de gravedad del bloque de tensión por compresión se encuentra en el punto E en 0.

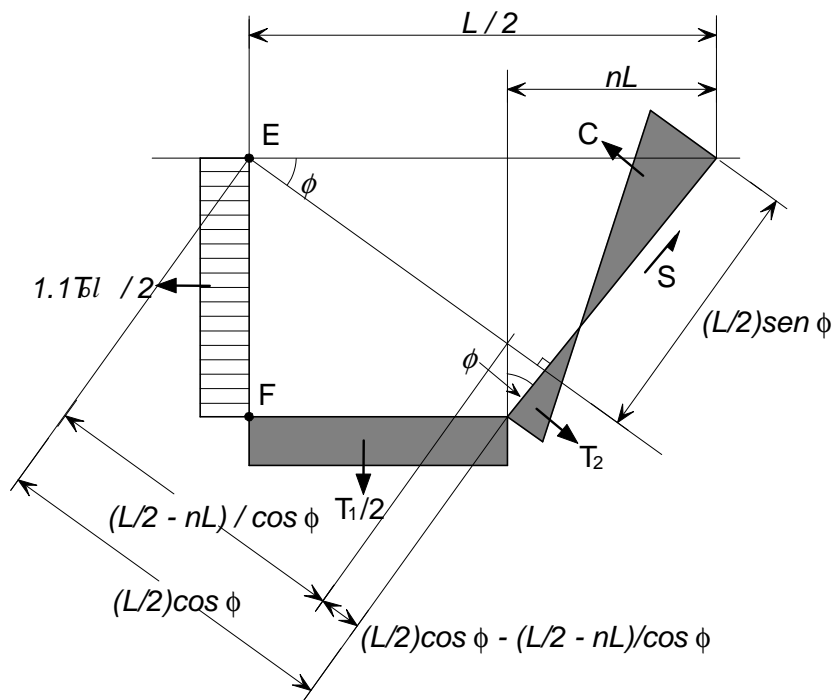
Se supone que,

$$f_u = 1.1f_y$$

donde:

$f_y$  es el límite elástico.

Tomando el momento sobre E en 0,



**Figura 5.11** Distribución de tensión en plano en EF de línea de fractura

$$\begin{aligned}
 T_2 & \left[ \left( \frac{L}{2} \cos \phi - \frac{\left( \frac{L}{2} - nL \right)}{\cos \phi} \right) \frac{1}{\tan \phi} - \frac{1}{3} \left( \frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \\
 & + C \left[ \frac{L}{2} \sin \phi - \frac{l}{3} \left( \frac{k}{k+1} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \\
 & + S \frac{L}{2} \cos \phi - \frac{T_1}{2} \left[ \frac{1}{2} \left( \frac{L}{2} - nL \right) \right] = \frac{1.1T_o l^2}{8}
 \end{aligned} \tag{3}$$

donde:

$$\begin{aligned} \frac{T_1}{2} &= bKT_o \left( \frac{L}{2} - nL \right) \\ T_2 &= \frac{bKT_o}{2} \left( \frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \\ C &= \frac{kbKT_o}{2} \left( \frac{k}{k+1} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \\ S &= \frac{bKT_o l}{4nL} (k-1) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \\ \cos \phi &= \frac{(l/2)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \\ \sin \phi &= \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \\ \tan \phi &= \frac{nL}{(l/2)} \end{aligned}$$

Si se sustituyen estas expresiones en la Ecuación (3) se obtiene

$$\begin{aligned} &\frac{bKT_o}{2} \left( \frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \left[ \left( \frac{\left( \frac{l}{2} \right) L}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} - \frac{\left( \frac{L}{2} - nL \right)}{\left( \frac{l}{2} \right)} \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right) \left( \frac{l}{2} \right) \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{3} \left( \frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \\ &+ \frac{kbKT_o}{2} \left( \frac{k}{k+1} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \left[ \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \frac{L}{2} - \frac{1}{3} \left( \frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \\ &+ \frac{bKT_o l}{4nL} (k-1) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \frac{\left( \frac{l}{2} \right)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \left( \frac{L}{2} \right) - bKT_o \left( \frac{L}{2} - nL \right) \left[ \frac{l}{2} \left( \frac{L}{2} - nL \right) \right] = \frac{1.1T_o l^2}{8} \end{aligned}$$

que se puede reorganizar para dar,

$$\begin{aligned}
& \frac{b}{2} \left( \frac{1}{1+k} \right) \left[ \left[ \frac{l^2}{8n} - \frac{\left( \frac{L}{2} - nL \right)}{nL} \left( (nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left( \frac{1}{1+k} \right) \left( (nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right] \right] \\
& + \frac{b}{2} \left( \frac{k^2}{1+k} \right) \left[ \frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left( (nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right] \\
& + \frac{bl^2}{16n} (k-1) - b \left( \frac{L}{2} - nL \right) \left( \frac{L}{4} - \frac{nL}{2} \right) = \frac{1 \cdot l^2}{8K}
\end{aligned} \tag{4}$$

la Ecuación (4) se puede reescribir como

$$Ab + Bb + Cb - Db = \frac{1 \cdot l^2}{8K}$$

Siendo:

$$b = \frac{1 \cdot l^2}{8K(A + B + C - D)} \tag{5}$$

donde:

$$A = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{1+k} \right) \left[ \frac{l^2}{8n} - \frac{\left( \frac{L}{2} - nL \right)}{nL} \left( (nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left( \frac{1}{1+k} \right) \left( (nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right],$$

$$B = \frac{1}{2} \left( \frac{k^2}{1+k} \right) \left[ \frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left( (nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right],$$

$$C = \frac{l^2}{16n} (k-1),$$

$$D = \left( \frac{L}{2} - nL \right) \left( \frac{L}{4} - \frac{nL}{2} \right).$$

Los parámetros  $k$  y  $b$ , que definen las fuerzas en plano, se pueden calcular utilizando las ecuaciones (2) y (5) respectivamente.

## 5.2.4 Fuerzas de membrana

La capacidad portante de carga de los Elementos 1 y 2 de la losa se puede determinar considerando la contribución de las fuerzas de membrana a la resistencia, y el incremento de la resistencia de flexión en las líneas de fluencia por separado, como se ve a continuación. Estos efectos se muestran en términos de factor de incremento, que se aplicará a la resistencia de línea de fluencia de cota menor. Inicialmente, se ignoraron los efectos de corte en plano  $S(0)$  o cualquier corte vertical en la línea de fluencia, dando como resultado el cálculo de dos cargas desiguales para los Elementos 1 y 2 respectivamente. Seguidamente se calculó el valor promedio, considerando la contribución de las fuerzas de corte.



Contribución de las fuerzas de membrana a la capacidad portante de carga.

a) Elemento 1

De conformidad con 0, el momento sobre el soporte debido a la fuerza de membrana se obtiene de:

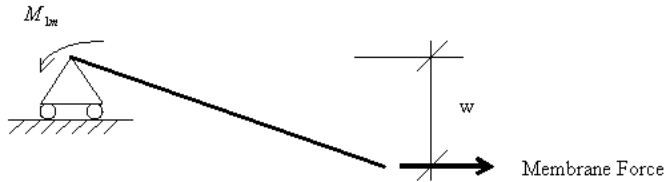


Figura 5.12 Cálculo del momento originado por la fuerza de membrana

$$M_{1m} = bKT_0 (L - 2nL)w + bKT_0 nLw \left( \frac{3k + 2}{3(1 + k)^2} \right) - bKT_0 nLw \left( \frac{k^3}{3(1 + k)^2} \right)$$

donde:

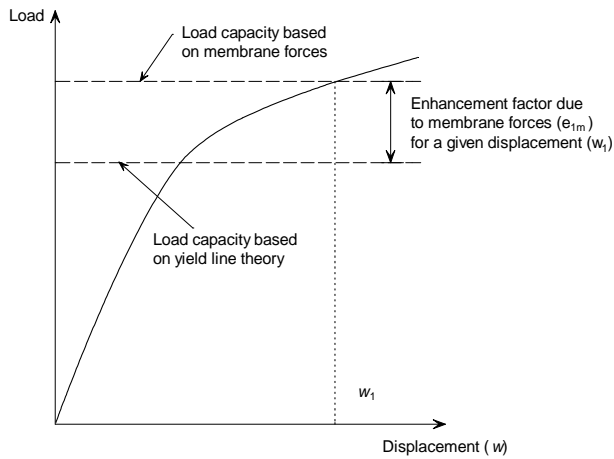
$M_{1m}$  es el momento sobre el soporte debido a la fuerza de membrana del elemento 1.

La expresión se reduce a:

$$M_{1m} = KT_0 Lbw \left( (1 - 2n) + \frac{n(3k + 2) - nk^3}{3(1 + k)^2} \right).$$

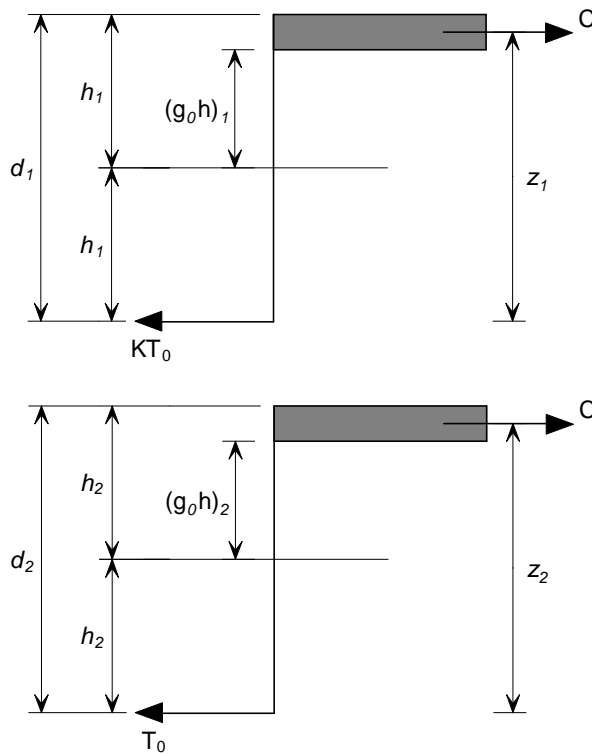
La fórmula anterior define la contribución de las fuerzas de membrana a la capacidad portante de carga que se debe sumar a la contribución ocasionada por la mayor capacidad de flexión en las zonas en las que la losa experimenta fuerzas de compresión. Para mayor simplicidad, la contribución de las fuerzas de membrana y el mayor efecto de flexión tienen que ver con la carga normal de la línea de fluencia. Así se puede calcular un factor de incremento tanto para la fuerza de membrana como para los mayores momentos de flexión. Estos factores de incremento se pueden sumar finalmente para dar el incremento global de la losa por el efecto membrana.

Dividiendo  $M_{1m}$  por  $\mu M_o L$ , el momento de resistencia de la losa, cuando existe fuerza axial alguna, permite expresar el efecto de membrana por tracción como incremento de la resistencia de la línea de fluencia (0).



**Figura 5.13** Factor de incremento debido a la fuerza de membrana

Se obtiene el valor de  $\mu M_o$  considerando 0.



**Figura 5.14** Cálculo de la resistencia de momento

Los momentos de flexión  $\mu M_o$  y  $M_o$  por unidad de anchura de la losa en cada dirección ortogonal vienen indicados por:

$$\mu M_o = KT_0 d_1 \left( \frac{3 + (g_0)_1}{4} \right)$$

$$M_o = T_0 d_2 \left( \frac{3 + (g_0)_2}{4} \right)$$

donde:

$(g_0)_1, (g_0)_2$  son parámetros que definen el bloque de tensión por flexión en las dos direcciones ortogonales (ver 0)

$d_1, d_2$  son las profundidades efectivas de la armadura en cada dirección.

El factor de incremento,  $e_{1m}$ , viene dado por:

$$e_{1m} = \frac{M_{1m}}{\mu M_0 L} = \frac{4b}{3 + (g_0)_1} \left( \frac{w}{d_1} \right) \left( (1 - 2n) + \frac{n(3k + 2) - nk^3}{3(1 + k)^2} \right) \quad (6)$$

### b) Elemento 2

El momento sobre el soporte debido a las fuerzas de membrana viene dado por:

$$M_{2m} = KT_0 lbw \left( \frac{2 + 3k - k^3}{6(1 + k)^2} \right)$$

donde:

$M_{2m}$  es el momento relativo al soporte debido a la fuerza de membrana del elemento 2.

El efecto de membrana de tracción se puede expresar como un incremento de la resistencia de la línea de fluencia, dividiendo el momento relativo al soporte debido al efecto de membrana,  $M_{2m}$  por la resistencia de momento en la dirección longitudinal cuando no existe fuerza axial alguna,  $M_0 l$ , con el resultado de ,

$$e_{2m} = \frac{M_{2m}}{M_0 l} = \frac{4bK}{3 + (g_0)_2} \left( \frac{w}{d_2} \right) \left( \frac{2 + 3k - k^3}{6(1 + k)^2} \right) \quad (7)$$

El efecto de las fuerzas de membrana en la resistencia de flexión a lo largo de las líneas de fluencia se evalúa considerando el criterio de fluencia cuando también existe carga axial, como indica Wood<sup>[6]</sup>. En el caso de la luz corta, el momento de flexión en la presencia de una fuerza axial viene dado por

$$\frac{M_N}{\mu M_0} = 1 + \alpha_1 \left( \frac{N}{KT_0} \right) - \beta_1 \left( \frac{N}{KT_0} \right)^2 \quad (8a)$$

donde:

$$\alpha_1 = \frac{2(g_0)_1}{3 + (g_0)_1}$$

y

$$\beta_1 = \frac{1 - (g_0)_1}{3 + (g_0)_1}$$

De manera similar, para la luz larga.

$$\frac{M_N}{\mu M_0} = 1 + \alpha_2 \left( \frac{N}{T_0} \right) - \beta_2 \left( \frac{N}{T_0} \right)^2 \quad (8b)$$

donde:

$$\alpha_2 = \frac{2(g_0)_2}{3 + (g_0)_2}$$

y

$$\beta_2 = \frac{1 - (g_0)_2}{3 + (g_0)_2}$$

*Efecto de las fuerzas de membrana sobre la resistencia de flexión*

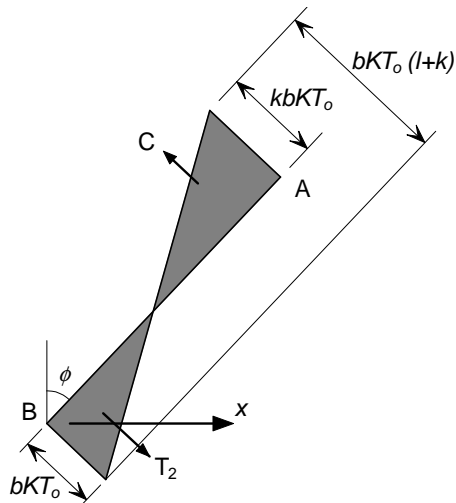
**a) Elemento 1**

El efecto de las fuerzas de membrana sobre la resistencia de flexión se considera por separado para cada línea de fluencia,

Para la línea de fluencia BC, la fuerza de membrana es constante e igual a  $-bKT_0$  y, por lo tanto:

$$\left( \frac{M_N}{M_0} \right)_{BC} = 1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2$$

Para la línea de fluencia AB (0),



**Figura 5.15** Fuerzas aplicadas al elemento 1, línea de fluencia CD

La fuerza de membrana a través de la línea de fluencia a una distancia de  $x$  de B se indica por medio de:

$$N_x = -bKT_0 + \frac{x}{nL} (K + 1)bKT_0$$

$$N_x = bKT_0 \left( \frac{x(k + 1)}{nL} - 1 \right)$$

La sustitución en la ecuación (8a) deriva, para las líneas de fluencia AB y CD, en:

$$2 \int_0^{nL} \frac{M}{M_0} dx = 2 \int_0^{nL} \left[ 1 + \alpha_1 b \left( \frac{x(k + 1)}{nL} - 1 \right) - \beta_1 b^2 \left( \frac{x(k + 1)}{nL} - 1 \right)^2 \right] dx$$

Con el resultado de:

$$2 \int_0^{nL} \frac{M}{M_0} dx = 2nL \left[ 1 + \frac{\alpha_1 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right]$$

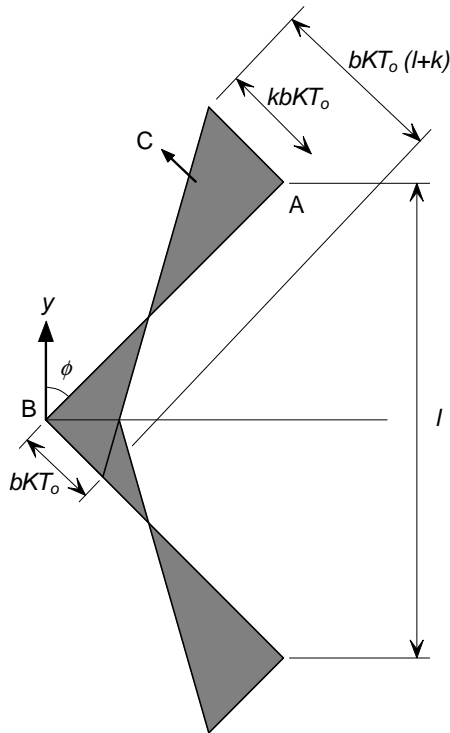
El incremento de la resistencia a la flexión por las fuerzas de membrana en el Elemento 1 viene dado por:

$$e_{1b} = \frac{M}{\mu M_0 L} = 2n \left[ 1 + \frac{\alpha_1 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right] + (1-2n)(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2) \quad (9)$$

**b) Elemento 2**

Haciendo referencia 0 al elemento 2, la fuerza a una distancia y desde B se puede expresar como:

$$N_y = -bKT_0 + \frac{y}{l/2} (k+1)bKT_0$$



**Figura 5.16** Fuerzas aplicadas al elemento 2

Reorganizando

$$N_y = bKT_0 \left( \frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right)$$

La sustitución en la Ecuación (8b) arroja:

$$\int_0^{l/2} \frac{M}{M_0} dy = 2 \int_0^{l/2} \left[ 1 + \alpha_2 bK \left( \frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right) - \beta_2 b^2 K \left( \frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right)^2 \right] dy$$

Con el resultado de

$$2 \int_0^{1/2} \frac{M}{M_0} dx = l \left[ 1 + \frac{\alpha_2 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right]$$

Que da el factor de incremento debido al efecto de las fuerzas de membrana en la resistencia de flexión según la siguiente fórmula.

$$e_{2b} = \frac{M}{M_0 l} = 1 + \frac{\alpha_2 b K}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2 K}{3} (k^2 - k + 1) \quad (10)$$

Las Ecuaciones (6), (7), (9) y (10) contribuyen a la capacidad portante de carga por las fuerzas de membrana y el efecto de las fuerzas de membrana en la resistencia a la flexión de la losa.

Por consiguiente, se obtiene el factor de incremento combinado para cada elemento de la siguiente manera

$$e_1 = e_{1m} + e_{1b}$$

$$e_2 = e_{2m} + e_{2b}$$

Como se ha indicado anteriormente, los valores  $e_1$  y  $e_2$  calculados en base al equilibrio de los elementos 1 y 2 no serán los mismos, y Hayes sugiere que dichas diferencias se pueden explicar mediante el efecto del corte vertical o en plano, y que el incremento global se indica por medio de

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu a^2}$$

### 5.3 Fallo por compresión del hormigón

El factor de incremento en la Sección 5.2.1 se obtuvo al considerar el fallo de tracción de la armadura de mallazo. No obstante, el fallo de compresión del hormigón cerca de las esquinas de la losa también se debe considerar como modo posible de fallo, que en algunos casos, puede preceder a la fractura del mallazo. Se consiguió limitando el valor del parámetro 'b', , que representa la magnitud de las tensiones en plano.

Según 0, la fuerza máxima compresiva en plano en las esquinas de la losa viene dada por  $kbKT_0$  . También se debería considerar la fuerza compresiva debida a la flexión. Asumiendo que la profundidad del bloque de tensión máxima se limita a 0,45 d, y adoptando una profundidad efectiva en la armadura en las dos direcciones ortogonales, el resultado es de:

$$kbKT_0 + \left( \frac{KT_0 + T_0}{2} \right) = 0.85 f_{ck} \times 0.45 \left( \frac{d_1 + d_2}{2} \right)$$

Donde,  $f_{ck}$  es la resistencia del cilindro de hormigón.

Resolviendo la constante  $b$  se obtiene:

$$b = \frac{1}{kKT_0} \left( 0.85 f_{ck} \times 0.45 \left( \frac{d_1 + d_2}{2} \right) - T_0 \left( \frac{K+1}{2} \right) \right) \quad (11)$$

La constante  $b$  se toma a continuación como el valor mínimo indicado por las Ecuaciones (5) y (11).



## **6 DESARROLLO DE UN MANUAL DE DISEÑO**

Los ensayos previos realizados a temperatura normal, revisados en la Sección 4.5, han demostrado que la capacidad portante de carga de las losas de hormigón aumentará por las fuerzas de membrana siempre que se mantenga el soporte vertical entre los límites de la losa. Las losas planas, que sólo tienen soportes verticales en sus esquinas, no desarrollan fuerzas de membrana por tracción significativas, y, por lo tanto, se benefician poco del incremento debido al efecto de membrana.

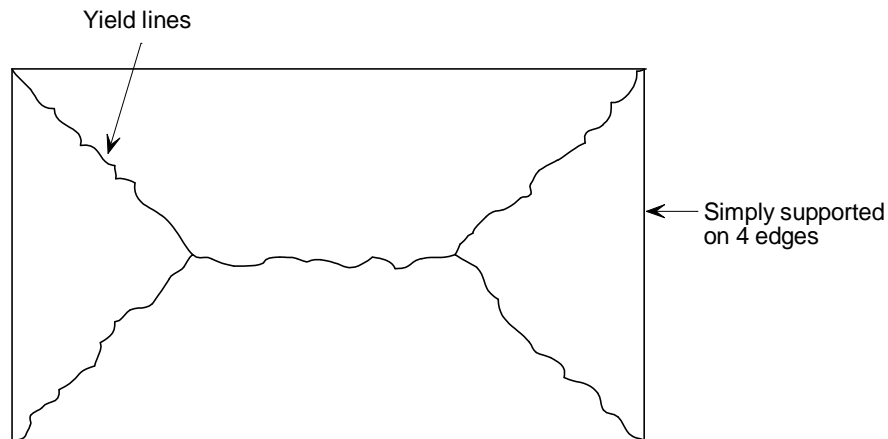
Por lo tanto, en un forjado colaborante apoyado sobre un entramado de vigas de acero en condiciones de fuego, es importante dividir la losa en zonas rectangulares, a las que nos referimos como zonas de diseño de forjado, en las que se puede mantener el soporte vertical en el perímetro de cada superficie. Estas líneas de apoyo vertical se consiguen garantizando que el forjado de vigas perimetrales se encuentre en posiciones de pilares y esté protegido contra el fuego.

A temperatura ambiente, el forjado es continuo en el límite de cada zona de diseño del forjado. No obstante, en condiciones de fuego es probable que se formen grietas en las vigas perimetrales debido a las enormes curvaturas térmicas experimentadas por la losa. Esto podría ocasionar la fractura de la armadura bien por la curvatura, bien por la combinación de tensiones de flexión y de membrana. La fractura de la armadura en estas regiones negativas se va a producir antes de la fractura de la armadura en el centro de la zona de diseño del forjado. Por lo tanto, se considera que las zonas de diseño del forjado no tienen restricción rotacional ni transversal alguna a lo largo del límite de la losa.

### **6.1 Supuestos de diseño**

En el caso de una losa de forjado colaborante, el patrón de la línea de fluencia dependerá del comportamiento de las vigas mixtas sin protección, que pierden resistencia a medida que aumenta la temperatura. A diferencia de en condiciones ambientales, el mecanismo portante del forjado cambia a medida que va aumentando la temperatura. Inicialmente, la losa colaborante actúa como un elemento de extensión en una vía apoyado sobre las vigas secundarias. A medida que estas vigas pierden resistencia por el incremento de la temperatura, y que el comportamiento de la losa tiende al comportamiento de un elemento de extensión en dos vías de apoyo simple, se produce, como resultado, la formación del patrón de línea de fluencia que se muestra en la Figura 6.1. Asumiendo que esta situación de fallo límite se va a dar cuando la resistencia de la viga es baja con respecto a la losa, se puede obtener una estimación conservadora de la capacidad con relativa facilidad.

La capacidad portante de carga de la losa se calcula suponiendo que las vigas mixtas no tienen resistencia, y se basa en el patrón de la línea de fluencia, que es compatible con las condiciones límite, y que proporciona la menor capacidad portante de carga. Así, esta resistencia se incrementa teniendo en cuenta los efectos de membrana por tracción basados en la desviación estimada de la losa y en los modos de fallo descritos en la Sección 5. La resistencia de flexión de las vigas mixtas se suma a esta mayor resistencia de losa para aportar la capacidad portante de carga total del sistema.

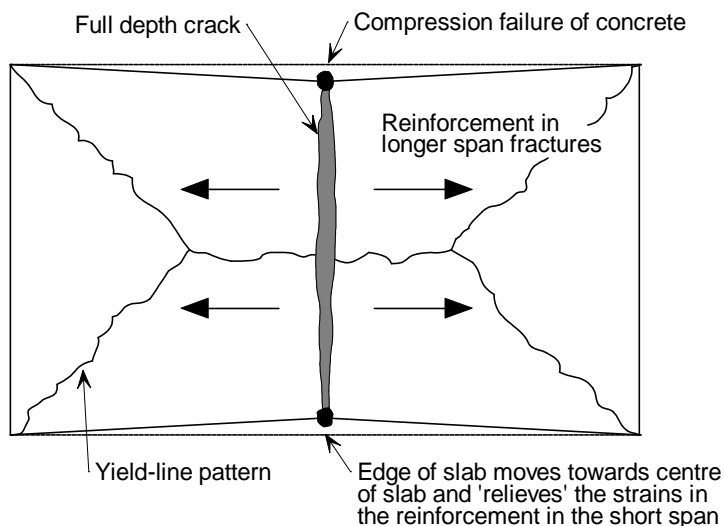


**Figura 6.1** Patrón típico de línea de fluencia para una losa rectangular sustentada simplemente sobre cuatro extremos

## 6.2 Criterio de fallo

Se han atestiguado dos modos de fallo a temperatura ambiente y en ensayos con temperatura elevada, dependiendo del factor de la armadura, de la razón anchura-altura de la losa y de la ductilidad de la armadura. La fractura de la armadura en la luz más corta es el modo de fallo dominante en la mayor parte de las losas con armadura ligera, mientras que las losas con armadura más pesada, y las que contaban con una armadura de gran ductilidad, podían sufrir un fallo de compresión en las esquinas de la losa. Ambos modos de fallo son considerados por el método de cálculo simplificado según se describe en la Sección 5.2

La mayoría de los ensayos realizados a temperaturas elevadas en losas de hormigón de apoyo simple han fallado por la formación de grietas de gran profundidad en la luz más corta ( $l$ ), como se puede ver en 0. El método de diseño presentado en la Sección 5.2 predice la capacidad portante de carga para una flecha determinada. En la Sección 6.2.1 se describe el desarrollo de una expresión para calcular la flecha de la losa justamente antes del fallo de la losa, lo que es necesario para calcular el efecto de membrana.



**Figura 6.2** Fallo de tracción de la losa por fractura de la armadura

### 6.2.1 Flecha de losa

Puesto que el método de diseño simple se basa en la teoría plástica, no se puede calcular la flecha utilizando dicho método. No obstante, para calcular las fuerzas de membrana, se debe

estimar el valor de la flecha de la losa justamente antes del fallo. Esta estimación de la flecha de la losa contemplará las deformaciones térmicas debidas al gradiente de temperatura de las losas y a las deformaciones mecánicas de la armadura.

### 6.2.1.1 Efectos térmicos

Basándose en investigaciones anteriores, cuando la flecha máxima de la losa es superior a unas 0,5 veces su profundidad, y comienzan a formarse fuerzas de tracción en el centro de la losa, cualquier restricción a la dilatación térmica aumentaría los desplazamientos verticales (es decir, la losa se encuentra en la fase de post-pandeo) y, por lo tanto, el efecto de membrana de tracción. Por consiguiente, para permitir el uso de este enfoque también para las losas de extremo, este efecto beneficioso es ignorado, y se supone que la losa no tiene restricciones.

La losa de forjado colaborante en presencia de fuego experimentaría una curvatura térmica que, en una losa sin restricciones, aumenta el desplazamiento vertical sin inducir ninguna deformación mecánica en la armadura de mallazo. Si la distribución de temperatura a través de la losa se supone que es lineal, entonces los desplazamientos ocasionados por la flecha térmica se calculan como:

$$\frac{d^2w}{dx^2} = \frac{\alpha(T_2 - T_1)}{h}$$

donde:

- $w$  = Desplazamiento vertical
- $\alpha$  = Coeficiente de dilatación térmica
- $T_2$  = Temperatura inferior
- $T_1$  = Temperatura superior
- $h$  = Profundidad de losa

El desplazamiento vertical de la losa debido a la curvatura térmica se puede obtener integrando la anterior Ecuación, lo cual arroja:

$$w_\theta = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{8h}$$

donde:

- $l$  es la longitud de la luz más corta de la losa

La fórmula se basa en una temperatura atmosférica constante en todo el sector de incendio. Con un desplazamiento estimado, que permita unas condiciones de fuego real en las que el calentamiento uniforme sea menos probable, se aplica un factor de reducción de 2,0 en la expresión anterior. Se obtiene como resultado el valor de diseño del desplazamiento vertical por la curvatura térmica según:

$$w_\theta = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{16h}$$

### 6.2.1.2 Deformaciones mecánicas en la armadura

Suponiendo que la forma derivada de la losa por la carga transversal es parabólica, la longitud de la losa desviada viene dada por la siguiente fórmula, en la que la luz más larga es (L).

$$L_c = L \left( 1 + \frac{8w^2}{3L^2} - \frac{32w^4}{5L^4} + \dots \right)$$

donde:

$L_c$  es la longitud de la curva,

$L$  es la longitud de la luz más larga de la losa con desplazamiento cero,

$w$  es el desplazamiento vertical de la curva.

Para curvas planas.

$$L_c = L \left( 1 + \frac{8w^2}{3L^2} \right)$$

Así, la deformación del mallazo se puede calcular mediante:

$$\varepsilon = \frac{8w^2}{3L^2}$$

Esta ecuación presupone que la deformación tiene el mismo valor en toda la longitud de la losa. En realidad, la losa sufre mayor rigidez debida a la tensión, concentrándose las deformaciones donde se han producido las grietas. La grieta a través de la armadura también se verá incrementada significativamente en la deformación, llevando a una eventual fractura de la armadura. Por lo tanto, para permitir el aumento de rigidez por tensión, el componente de desplazamiento por la deformación de la armadura  $w_\varepsilon$  se basa en un valor conservador de deformación media calculado con una tensión igual a la mitad del límite elástico a temperatura ambiente. Este desplazamiento viene dado por:

$$w_\varepsilon = \sqrt{\left( \frac{0.5 f_{sy}}{E_s} \right) \frac{3L^2}{8}} \quad (1)$$

donde:

$E_s$  es el módulo elástico a temperatura ambiente de la armadura

$f_s$  es el límite elástico a temperatura ambiente de la armadura

Los desplazamientos debidos a la deformación de la armadura calculada utilizando la Ecuación (1), se han comparado con las flechas máximas medidas en ensayos a temperatura ambiente. En todos los casos considerados, el desplazamiento predicho por la ecuación 1 era menor al desplazamiento máximo registrado en el ensayo, como se puede ver en 0.

**Tabla 6.1** Comparación de la flecha admisible de la Ecuación (1) y flechas máximas medidas en los ensayos de temperatura ambiente.

Ensayo	Tamaño de la losa (m)	Profundidad efectiva (mm)	Diámetro de armadura (mm)	Espaciamiento entre barras (mm)	Límite elástico del acero (N/mm <sup>2</sup> )	Flecha de ensayo máxima (mm)	Ec. de flecha admisible (1) (mm)
BRE	9,56x6,46	66,0	6,0	200	580	223	216
Sawczuk & Winnicki	1,6x1,1	26,0	3,0	30.0	263	127*	25
	2,0 x 1,0	26,0	3,0	60.0	263	76*	31
Hayes & Taylor	0,914x0,914	15,9	9,5	-†	505	50.8*	19.4
	0,914x1,372	15,9	9,5	-†	505	50.8*	29.1
	0,914x1,829	15,9	9,5	-†	505	50.8*	38.8
Taylor, Maher & Hayes	1,829x1,829	43,6	4,8	76.2	376	81	33.5
	1,829x1,829	37,3	4,8	63.5	376	98	33.5
	1,829x1,829	69,0	4,8	122	376	84	33.5
Brothie & Holley	0,381x0,381	14,2	2,3	-†	414	11.6	7.32
	0,381x0,381	31,0	3,4	-†	379	7.45	7.0

\*ensayo terminado antes de la fractura de la armadura

† Datos no facilitados

### 6.2.1.3 Cálculo de la flecha de la losa para permitir el cálculo de fuerzas de membrana

El efecto de membrana por tracción de la losa se calcula en base a un desplazamiento de losa estimado combinando los componentes por la curvatura térmica y la deformación en la armadura, con el siguiente resultado:

$$w_m = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{16h} + \sqrt{\left(\frac{0.5f_{sy}}{E_s}\right)} \frac{3L^2}{8} \quad (2)$$

Esta ecuación deriva en un cálculo conservador de capacidad portante de carga, ya que:

- los desplazamientos verticales estimados por la curvatura térmica, se dividen por dos.
- la curvatura térmica se calcula en base a la luz menor de la losa
- se ignora cualquier desplazamiento vertical adicional inducido por la dilatación térmica limitada cuando la losa se encuentra en situación de post-pandeo
- se ignora cualquier contribución de los perfiles de acero
- se ignora el incremento de la ductilidad de la malla al incrementar la temperatura.

### 6.2.2 Calibración frente a ensayos de fuego de Cardington

Bailey & Moore<sup>(12)</sup> demostraron que el método de diseño de la Sección 5.2 aportaba una predicción razonable de la capacidad de la losa del forjado si se comparaba con los Ensayos de fuego de Cardington. Formando parte de este proyecto, se ha realizado un ensayo de fuego basado en un horno, según lo descrito en la Sección 7.

La anterior expresión de flecha de losa se comparó con las flechas máximas registradas durante los ensayos de Cardington. La idea era garantizar que las flechas estimadas serían conservadoras si se comparaban con el comportamiento real de la losa justo antes de fallar. El inconveniente de utilizar estos ensayos para este fin era que las losas testadas no llegaron a fallar, con lo que las flechas máximas medidas no corresponden al fallo de la losa. No obstante, se sabe que los resultados de la comparativa serán conservadores, pero no se puede cuantificar el grado del principio de prudencia.

En 0 se puede ver la comparación entre la flecha límite indicada en la ecuación (2) y la flecha máxima medida en cada uno de los ensayos de Cardington. Dentro de esta comparativa se tienen en cuenta las deformaciones tanto térmicas como mecánicas, que son imposibles de distinguir en datos de ensayo.

En todos los casos, la ecuación (2) indica flechas que son superiores a las flechas medidas. Para garantizar que el límite de flecha es conservador, Bailey y Moore<sup>(12)</sup> limitaron la flecha a las registradas durante los ensayos.

**Tabla 6.2** Comparación del desplazamiento indicado por la ecuación (2) frente a los desplazamientos máximos registrados en los seis ensayos de fuego Cardington.

Ensayo	L (m)	I (m)	Flecha debida a la curvatura térmica (mm)	Flecha debida a la deformación mecánica (mm)	Límite de flecha Ec. (2) (mm)	Flecha máxima registrada en ensayo (mm)	Límite de flecha / flecha de ensayo
Ensayo de esquina de BRE	9,0	6,0	135	208	343	269	1.28
Viga arriostrada de British Steel	9,0	6,0	135	208	343	232	1.50
Ensayo en 2D de British Steel	14,0	9,0	0*	324	324	293	1.11
Ensayo de esquina de BS	10,223	7,875	231	237	468	428	1.09
Ensayo en sector extenso de BRE	21,0	9,0	303	486	789	557	1.42
Ensayo de demostración de oficina de BS	14,6	10,0	373	338	711	641	1.11

\*Debido a la pequeña zona de losa calentada, en este ensayo el desplazamiento por curvatura térmica se consideró cero.

Para las deformaciones mecánicas, Bailey y Moore introdujeron un límite adicional, como se muestra a continuación.

$$w_{\varepsilon} = \sqrt{\left(\frac{0.5f_y}{E}\right)_{reinf}} \frac{3L^2}{8} \text{ pero } w_{\varepsilon} \leq \frac{l}{30}$$

Para la flecha térmica, también aumentaron el ‘factor de seguridad’ de 2 a 2,4 teniendo en cuenta las siguientes expresiones conservadoras para estimar las flechas de losa:

$$w_m = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + \sqrt{\left(\frac{0.5f_{sy}}{E_s}\right)} \frac{3L^2}{8} \quad (3)$$

pero sin superar  $\frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + \frac{l}{30}$

En 0 se puede ver la comparativa entre la flecha límite indicada por la Ecuación (3). Puesto que no se produjo fallo alguno en ninguno de los ensayos, se consideró que sería, sobre todo, conservador reducir el límite de flecha hasta un punto en el que la relación del límite de

flecha con la flecha medida fuera la misma para todos los ensayos. Para los ensayos de sector de incendio extenso, este límite se demuestra que es razonable.

**Tabla 6.3** Comparación del desplazamiento indicado por la ecuación (3) frente a los desplazamientos máximos registrados en los seis ensayos de fuego Cardington.

Ensayo	L (m)	I (m)	Flecha debida a la curvatura térmica (mm)	Flecha debida a la deformación mecánica (mm)	Límite de flecha Ec. (3) (mm)	Flecha máxima registrada en ensayo (mm)	Límite de flecha / flecha de ensayo
Ensayo de esquina de BRE	9,0	6,0	112	200	312	269	1.16
Viga arriostrada de British Steel	9,0	6,0	112	200	312	232	1.34
Ensayo en 2D de British Steel	14,0	9,0	0*	300	300	293	1.02
Ensayo de esquina de BS	10,223	7,875	193	237	430	428	1.00
Ensayo en sector extenso de BRE	21,0	9,0	252	300	552	557	0.99
Ensayo de demostración de oficina de BS	14,6	10,0	311	333	644	641	1.00

\*Debido a la pequeña zona de losa calentada, en este ensayo el desplazamiento por curvatura térmica se consideró cero.

### 6.3 Método de cálculo

El método de cálculo que se defiende en el presente documento se basa en dos principios clave:

- El riesgo para la vida de los ocupantes del edificio, los bomberos y demás en las proximidades del edificio en el caso de producirse un incendio, no deberá aumentar con respecto a la práctica actual como resultado de utilizar el método.
- Se debería contener el fuego dentro de su sector de origen y la aplicación del método de cálculo no deberá conducir al fallo de la compartimentación del edificio.

El método de cálculo tiene intención de ser aplicado en placas de forjado colaborante de acero-hormigón apoyadas sobre pilares mixtos o no-mixtos. El armazón estructural tiene que ir arriostrado (intranslacional), las uniones deberán ser uniones nominalmente articuladas simples, y la losa de forjado de hormigón se deberá construir utilizando perfiles de acero que no superen los 80 mm de profundidad, apoyados sobre el ala superior del sector de acero. Las vigas de acero deberán diseñarse para actuar de forma colaborante con la losa del forjado según las recomendaciones de la EN 1994-1-1. Fuera del ámbito de aplicación se encuentran las losas con sofito de hormigón expuesto, incluidas las losas de hormigón prefabricado y las vigas con múltiples orificios de entramado.

Para aplicar el método de cálculo simplificado descrito en la Sección 5 en un escenario de diseño, el forjado que se está considerando debe dividirse en una serie de 'zonas de diseño de forjado'. Estas zonas de diseño de forjado están unidas en sus perímetros por vigas (normalmente con protección antiincendios) que satisfacen los requisitos de resistencia al fuego especificados para el forjado. Dentro de cada zona de diseño de forjado puede haber

unas vigas secundarias internas sin protección antiincendios, que tienen una resistencia al fuego mucho menor. La disposición de vigas protegidas en el perímetro de la losa del forjado pretende que el comportamiento de la losa respete el supuesto de que el perímetro de la zona de diseño de forjado está sujeto de forma sencilla.

Durante períodos de resistencia al fuego de 60 minutos o superiores, el perímetro de las zonas de diseño de forjado deberá corresponder con las líneas del entramado de pilares, y las vigas perimetrales deberán estar unidas a los pilares en cualquiera de sus extremos.

Se puede diseñar el forjado colaborante según la EN 1994-1-1, debiendo también satisfacer el espesor de aislamiento mínimo recomendado por EN 1994-1-2 en situación de fuego. Se deberá realizar la armadura del forjado colaborante utilizando mallazo de acero. Dentro del método de diseño no se contempla armadura en los nervios de la losa. Si se instala dicha armadura puede tener tanto un efecto negativo como positivo en las prestaciones de la losa en situación de fuego, ya que se puede producir un fallo por compresión del hormigón si se arma en exceso la losa.

### 6.3.1 Cálculo de la capacidad portante de carga para la losa

En la Sección 5 se describe en detalle el cálculo de la capacidad de la línea de fluencia y el incremento asociado de su resistencia por las grandes flechas de losa.

### 6.3.2 Cálculo de la capacidad portante de carga de vigas sin protección

En condiciones de fuego, las vigas sin protección dentro de cada zona de diseño de forjado, van a añadir resistencia a la tracción a la losa a través de un efecto catenario. En la actualidad, el método de diseño supone, de forma conservadora, que sólo la resistencia a la flexión de estos elementos sin protección contribuye a la capacidad total de la losa.

La temperatura del ala inferior de las vigas sin protección se calcula utilizando el método indicado en EN 1994-1-2, 4.3.4.2. El ala inferior y el entramado del sector se presuponen a temperatura uniforme para el cálculo del momento de resistencia. La temperatura del forjado se supone que es el 40% de la temperatura del ala superior.

El cálculo de la resistencia del momento plástico de la viga a temperatura elevada respeta los principios de la EN 1994-1-2, 4.3, teniendo en cuenta el grado de conexión total a cortante entre el acero y el hormigón.

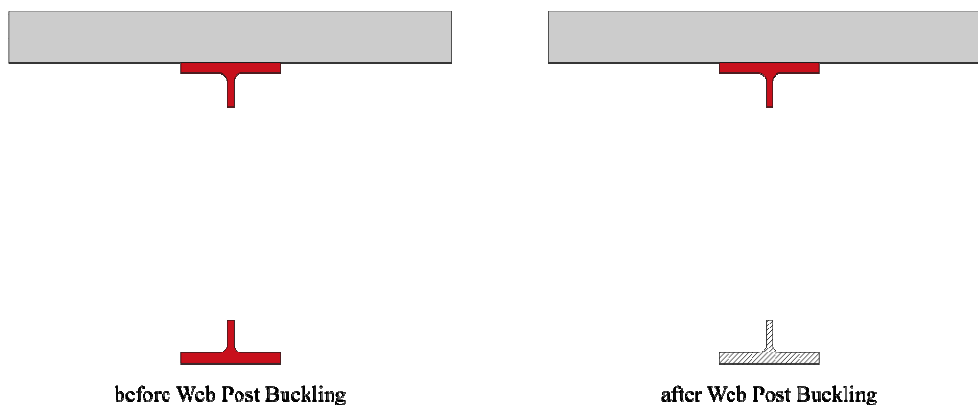
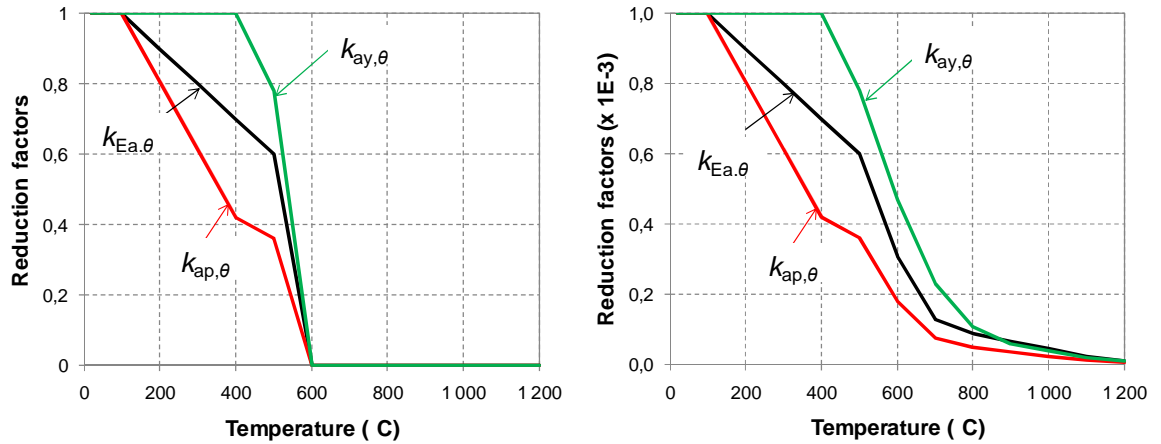


Figure 6.1 : Steel section before and after Web Post Buckling



Para poder implementarlo en el metodo analítico y asegurar la transición completa entre el perfil de la viga alveolar y la pandeo del alma, se ha desarrollado una nueva ley de comportamiento del material acero para el miembro inferior:



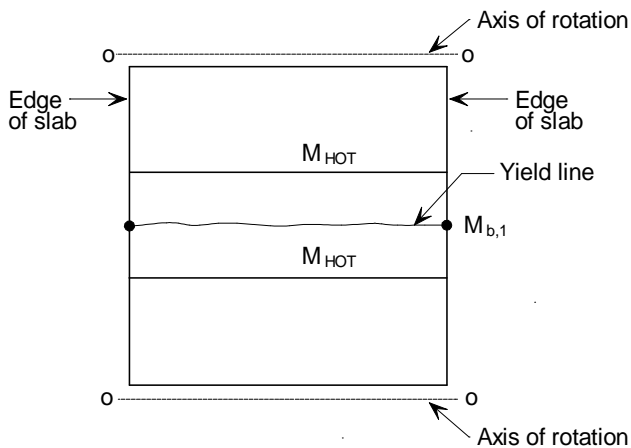
a)  $\theta < 600^\circ\text{C}$

b)  $\theta \geq 600^\circ\text{C}$  and cooling phase

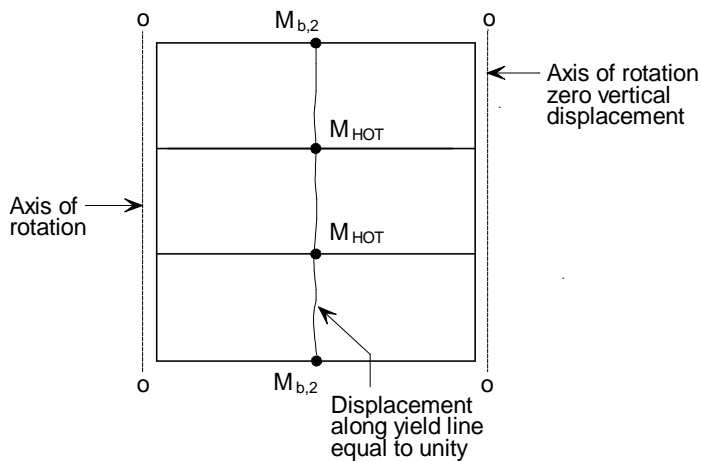
**Figure 6.2** : Reduction factors of structural steel in unprotected cell beam lower tee

## 6.4 Diseño de vigas perimetrales resistentes al fuego

Las vigas perimetrales vinculadas a cada zona de diseño del forjado deben diseñarse para conseguir el periodo de resistencia al fuego que requiera el forjado. De esta forma se garantiza que tienen lugar en la práctica el patrón de líneas de fluencia y la mejora asociada al efecto de membrana por tracción, que se supone que se producen en la metodología del diseño. El momento de resistencia requerido de las vigas de extremo se calcula considerando patrones de líneas de fluencia alternativos, que permitan a la losa plegarse a lo largo de un eje de simetría, sin desarrollar efecto alguno de membrana de tracción, como se puede ver en 0 y 0.



**Figura 6.3** Patrones de líneas de fluencia alternativos que implican la formación de rótulas plásticas en las vigas perimetrales



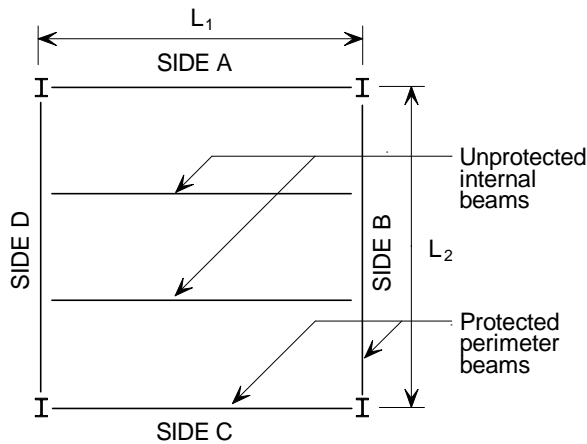
**Figura 6.4** Patrones de líneas de fluencia alternativos que implican la formación de rótulas plásticas en las vigas perimetrales

Una vez calculado el momento de capacidad requerido para estas vigas, que asegure que aportan el soporte necesario para permitir un incremento de membrana por tracción de la resistencia portante de carga de la losa, se puede calcular una temperatura crítica para las vigas, y se pueden aplicar niveles adecuados de protección contra el fuego para asegurarse de que no se sobrepasa esta temperatura crítica durante el período requerido de resistencia al fuego.

El método de cálculo descrito en la Sección 5 supone que se va a formar un patrón envolvente de líneas de fluencia en la losa en la situación límite. Para que esto suceda, las vigas del perímetro de la zona de diseño del forjado deberán tener un momento de resistencia suficiente que evite el mecanismo viga-losa con un nivel de carga menor.

En una zona de diseño de forjado típica, como se muestra en 0, se han considerado dos patrones de línea de fluencia, que contemplan la formación de una rótula plástica en las vigas perimetrales. Las líneas de fluencia se pueden dar en el centro de la losa, bien paralelas a las vigas sin protección en la dirección de la Luz 1, formándose rótulas plásticas en las vigas perimetrales de los laterales A y C, bien perpendiculares a las vigas sin protección en la dirección de la Luz 2, formándose rótulas plásticas en las vigas perimetrales de los laterales B y D y en las vigas sin protección,

Utilizando este patrón de líneas de fluencia, e igualando el trabajo interno y externo del mecanismo, se puede determinar el momento de resistencia de las vigas perimetrales requerido para lograr una capacidad portante de carga igual a la del forjado. A continuación se indica la derivación de las ecuaciones de diseño adecuadas.

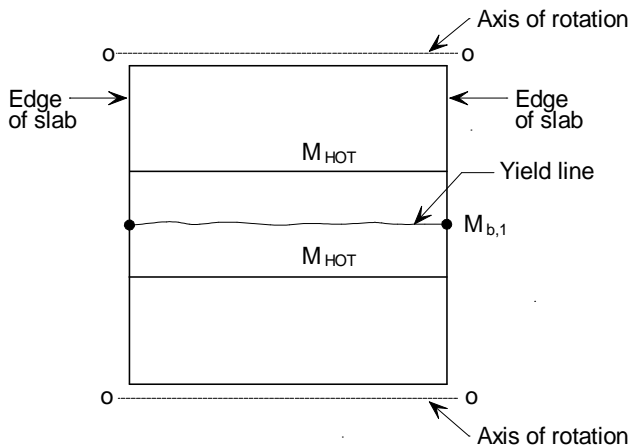


**Figura 6.5** Zona típica de diseño del forjado

### 6.4.1 Vigas sin protección con vigas de extremo a ambos lados

#### 6.4.1.1 Línea de fluencia paralela a las vigas sin protección

Este caso considera el momento de resistencia requerido de las vigas perimetrales en los lados B y D de la zona de diseño del forjado. También se presupone que estas vigas se encuentran en el extremo de la losa. Se presupone que se forma una única línea de fluencia en el centro de la zona de diseño del forjado en dirección de la Luz 1, como se ve en 0. Manteniendo los supuestos del método de cálculo, se supone que el perímetro de la zona de diseño del forjado se va a sustentar de forma sencilla.



**Figura 6.6** Situación de línea de fluencia paralela al extremo de las vigas sin protección en los Lados B y D

Si consideramos un desplazamiento unitario a lo largo de la línea de fluencia, se puede calcular el giro de ésta de la siguiente manera:

$$\text{Rotación de la línea de fluencia} = 2 \frac{1}{L_2/2} = \frac{4}{L_2}$$

El trabajo interno realizado por la rotación de la línea de fluencia viene dado por:

$$\text{Trabajo interno} = (ML_{1,\text{eff}} + 2M_{b,1}) \frac{4}{L_2} = \frac{4M L_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{8M_{b,1}}{L_2}$$

donde:

$L_{1,eff}$  es la longitud efectiva de la línea de fluencia, descontando la anchura efectiva de la losa que se supone que actúa con las vigas perimetrales, siendo éstas diseñadas como elementos mixtos.

$M$  es el momento de resistencia de la losa por unidad de longitud de la línea de fluencia

Para conseguir una carga uniforme en la losa,  $p$ , el trabajo externo debido al desplazamiento se consigue mediante:

$$\text{Trabajo externo} = \frac{1}{2} p L_1 L_2$$

Igualando el trabajo interno y externo se consigue:

$$p L_1 L_2 = \frac{8 M L_{1,eff}}{L_2} + \frac{16 M_{b,1}}{L_2}$$

Si la carga de la losa es la capacidad portante de carga determinada según la Sección 5, los valores mínimos requeridos para el momento de resistencia para las vigas perimetrales en los lados B y D viene dado por:

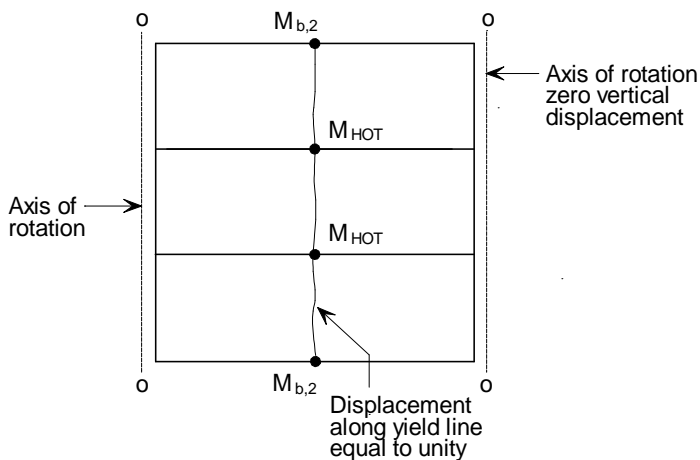
$$M_{b,1} = \frac{p L_1 L_2^2 - 8 M L_{1,eff}}{16}$$

donde:

$p$  es la carga distribuida uniformemente que debe soportar la zona de diseño del forjado en condiciones de fuego.

#### 6.4.1.2 Línea de fluencia perpendicular a las vigas sin protección

Este caso considera el momento de resistencia requerido de las vigas perimetrales en los lados A y C de la zona de diseño del forjado. Se presupone que se forma una única línea de fluencia en el centro de la zona de diseño del forjado en dirección de la Luz 2, como se ve en 0. Manteniendo los supuestos del método de cálculo, se supone que el perímetro de la zona de diseño del forjado se va a sustentar de forma sencilla.



**Figura 6.7** Situación de línea de fluencia perpendicular al extremo de las vigas sin protección en los Lados A y C

Si consideramos un desplazamiento unitario a lo largo de la línea de fluencia, se puede calcular el giro de ésta de la siguiente manera:

$$\text{Rotación de la línea de fluencia} = 2 \frac{1}{L_1/2} = \frac{4}{L_1}$$

El trabajo interno realizado por la rotación de la línea de fluencia viene dado por:

$$\begin{aligned} \text{Trabajo interno} &= (ML_{2,\text{eff}} + 2M_{b,2} + nM_{\text{HOT}}) \frac{4}{L_1} \\ &= \frac{4ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{8M_{b,2}}{L_1} + \frac{4nM_{\text{HOT}}}{L_1} \end{aligned}$$

donde:

$L_{2,\text{eff}}$  es la longitud efectiva de la línea de fluencia, descontando la anchura efectiva de la losa que se supone que actúa con las vigas perimetrales, siendo éstas diseñadas como elementos mixtos.

$M$  es el momento de resistencia de la losa por unidad de longitud de la línea de fluencia

El trabajo externo debido al desplazamiento de la losa viene dado por:

$$\text{Trabajo externo} = \frac{1}{2} p L_1 L_2$$

Igualando el trabajo interno y externo se consigue:

$$p L_1 L_2 = \frac{8ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{16M_{b,2}}{L_1} + \frac{8nM_{\text{HOT}}}{L_1}$$

Si la carga de la losa es la capacidad portante de carga calculada según la Sección 5, los valores mínimos requeridos para el momento de resistencia para las vigas perimetrales en los lados A y C viene dado por:

$$M_{b,2} = \frac{p L_1^2 L_2 - 8ML_{2,\text{eff}} - 8nM_{\text{HOT}}}{16}$$

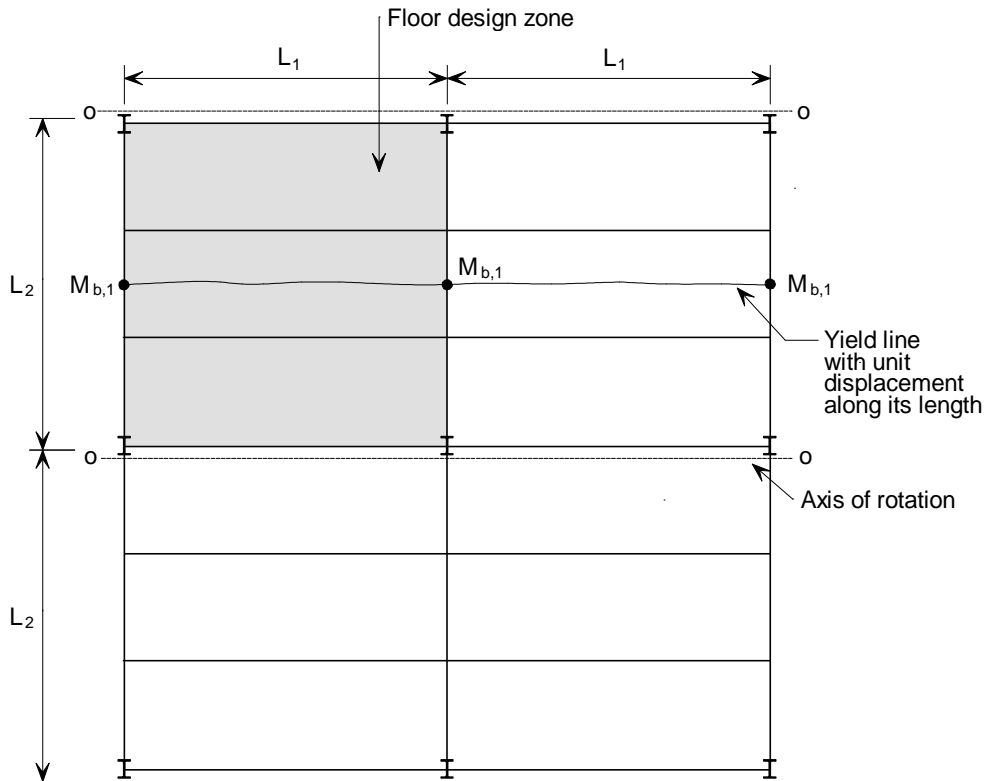
donde:

$p$  es la carga distribuida uniformemente que debe soportar la zona de diseño del forjado en condiciones de fuego.

## 6.4.2 Vigas sin protección con una viga de extremo a un lado

### 6.4.2.1 Línea de fluencia paralela a las vigas sin protección

Este caso considera el momento de resistencia requerido de las vigas perimetrales en los lados B y D de la zona de diseño del forjado. En este caso la viga en el lado B es una viga perimetral interna. Puesto que el software sólo maneja una placa de forjado aislada, el cálculo de la resistencia de una viga perimetral interna debe presuponer que la zona de diseño del forjado es adyacente a una superficie idéntica de lados de losa en la que se hayan especificado las vigas internas. Se presupone que se forma una única línea de fluencia en el centro de la zona de diseño del forjado en dirección de la Luz 1, como se ve en 0.



**Figura 6.8** Situación de línea de fluencia paralela al extremo de las vigas sin protección en el Lado D

Si consideramos un desplazamiento unitario a lo largo de la línea de fluencia, se puede calcular el giro de ésta de la siguiente manera:

$$\text{Rotación de la línea de fluencia} = 2 \frac{1}{L_2/2} = \frac{4}{L_2}$$

El trabajo interno realizado por la rotación de la línea de fluencia viene dado por:

$$\text{Trabajo interno} = (2ML_{1,\text{eff}} + 3M_{b,1}) \frac{4}{L_2} = \frac{8ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{12M_{b,1}}{L_2}$$

El trabajo externo debido al desplazamiento de la losa viene dado por:

$$\text{Trabajo externo} = \frac{1}{2} p 2L_1 L_2$$

Igualando el trabajo interno y externo se consigue:

$$pL_1 L_2 = \frac{8ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{12M_{b,1}}{L_2}$$

Si la carga de la losa es la capacidad portante de carga determinada según la Sección 5, los valores mínimos requeridos para el momento de resistencia para las vigas perimetrales en los lados B y D viene dado por:

$$M_{b,1} = \frac{pL_1 L_2^2 - 8ML_{1,\text{eff}}}{12}$$

donde:

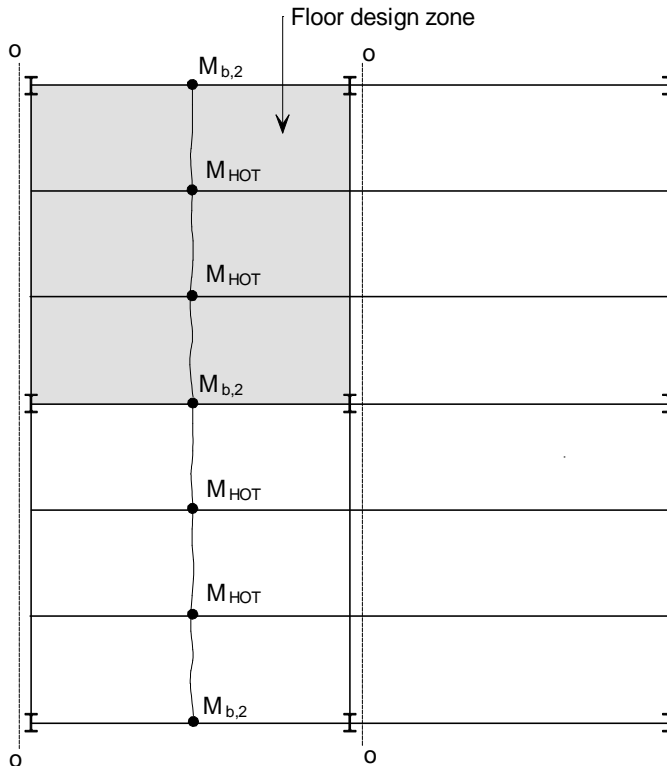
$L_{1,eff}$  es la longitud efectiva de la línea de fluencia, descontando la anchura efectiva de la losa que se supone que actúa con las vigas perimetrales, siendo éstas diseñadas como elementos mixtos.

$M$  es el momento de resistencia de la losa por unidad de longitud de la línea de fluencia

$p$  es la carga distribuida uniformemente que debe soportar la zona de diseño del forjado en condiciones de fuego.

#### 6.4.2.2 Línea de fluencia perpendicular a las vigas sin protección

Se presupone que se forma una única línea de fluencia en el centro de la zona de diseño del forjado en dirección de la Luz 2, como se ve en 0.



**Figura 6.9** Situación de línea de fluencia perpendicular al extremo de las vigas sin protección en el Lado A

Si consideramos un desplazamiento unitario a lo largo de la línea de fluencia, se puede calcular el giro de ésta de la siguiente manera:

$$\text{Rotación de la línea de fluencia} = 2 \frac{1}{L_1/2} = \frac{4}{L_1}$$

El trabajo interno realizado por la rotación de la línea de fluencia viene dado por:

$$\begin{aligned} \text{Trabajo interno} &= (2ML_{2,eff} + 3M_{b,2} + 2nM_{HOT}) \frac{4}{L_1} \\ &= \frac{8M L_{2,eff}}{L_1} + \frac{12M_{b,2}}{L_1} + \frac{8nM_{HOT}}{L_1} \end{aligned}$$

El trabajo externo debido al desplazamiento de la losa viene dado por:

$$\text{Trabajo externo} = \frac{1}{2} p L_1 2L_2$$

Igualando el trabajo interno y externo se consigue:

$$p L_1 L_2 = \frac{8 M L_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{12 M_{b,2}}{L_1} + \frac{8 n M_{\text{HOT}}}{L_1}$$

Si la carga de la losa es la capacidad portante de carga calculada según la Sección 5, los valores mínimos requeridos para el momento de resistencia para las vigas perimetrales en los lados A y C viene dado por:

$$M_{b,2} = \frac{p L_1^2 L_2 - 8 M L_{2,\text{eff}} - 8 n M_{\text{HOT}}}{12}$$

donde:

- $L_{2,\text{eff}}$  es la longitud efectiva de la línea de fluencia, descontando la anchura efectiva de la losa que se supone que actúa con las vigas perimetrales, siendo éstas diseñadas como elementos mixtos y con las vigas internas mixtas sin protección.
- $M$  es el momento de resistencia de la losa por unidad de longitud de la línea de fluencia
- $p$  es la carga distribuida uniformemente que debe soportar la zona de diseño del forjado en condiciones de fuego.

### 6.4.3 Zona de forjado sin vigas de extremo

En zonas en las que ninguna de las vigas perimetrales son vigas de extremo, resulta conservador utilizar los valores determinados por las expresiones de 6.4.2.

### 6.4.4 Diseño de vigas de extremo

El diseño de las vigas de extremo como vigas no mixtas es la práctica común. Esto es debido a que los costes para satisfacer los requisitos de la armadura de cortante transversal superan los costes de construcción de una viga no mixta algo más pesada. Para el diseño antiincendios es importante que la losa de forjado esté fijada adecuadamente a las vigas de extremo, ya que dichas vigas están en el extremo de las zonas de diseño del forjado. Para ello, si las vigas de extremo se diseñan como no-mixtas, tienen que tener elementos conectores de corte en centros a una distancia inferior a 300 mm, y se instalarán para unir la viga de extremo con la losa mixta.

## 6.5 Análisis térmico

El software FRACOF utiliza un método de diferencias finitas de transferencia de calor en 2D para predecir la distribución de temperaturas en la losa mixta. Este método ha sido utilizado durante muchos años por SCI para predecir la distribución de temperaturas en el acero y en las secciones transversales mixtas de acero-hormigón, y ha permitido predecir razonablemente el comportamiento de secciones en ensayos de resistencia al fuego.

El objeto a analizar debe definirse en una rejilla rectangular de celdas. Con este método también se pueden analizar los lados en pendiente de losas mixtas trapezoidales o reentrantes utilizando los factores de configuración que se indican a continuación.

Las propiedades térmicas del acero y del hormigón utilizados en el software FRACOF se basan en los valores indicados en la EN1994-1-2.



Las acciones térmicas se calculan en base al flujo de calor neto  $\dot{h}_{net}$  al que se ve expuesta la superficie del elemento. El flujo de calor neto se determina considerando la transferencia térmica por convección y radiación.

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \quad (12)$$

El componente de flujo de calor convectivo neto se determina de la siguiente manera:

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m) \quad (13)$$

Donde

$\alpha_c$  es el coeficiente de transferencia de calor por convección

$\theta_g$  es la temperatura del gas.

$\theta_m$  es la temperatura superficial del elemento

Cuando se realiza un análisis térmico de un elemento expuesto a la curva estándar temperatura-tiempo, se toma el coeficiente de transferencia de calor por convección en la cara expuesta  $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$ .

En modelos de fuego natural el coeficiente de transferencia de calor por convección se ve incrementado  $\alpha_c = 35 \text{ W/m}^2\text{K}$ .

En la cara expuesta de la losa, el flujo de calor neto se basa en la transferencia de calor por convección, pero se toma el coeficiente de transferencia de calor por convección como  $\alpha_c = 9 \text{ W/m}^2\text{K}$ , para dar cabida a los efectos de la transferencia de calor por radiación, que no se consideran explícitamente en el modelo.

El flujo de calor radiante neto se determina a partir de la siguiente fórmula

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi \epsilon_m \epsilon_f \sigma [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad (14)$$

Donde

$\Phi$  es el factor de configuración

$\epsilon_m$  es la emisividad superficial del elemento

$\epsilon_f$  es la emisividad del fuego

$\sigma$  es la constante de Stephan Boltzmann ( $5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$ )

$\theta_r$  es la temperatura de radiación efectiva del fuego

$\theta_m$  es la temperatura superficial del elemento

La emisividad del fuego se toma con el valor  $\epsilon_f = 1.0$  de acuerdo con el valor recomendado en la EN1994-1-2. La emisividad del elemento puede determinarse a partir de Table 6.1.

### 6.5.1 Factores de configuración

En perfiles de chapa de acero se utilizan los siguientes factores de configuración para modificar el flujo de calor neto que incide en cada superficie. Los lugares en los que se aplican los siguientes factores se muestran en 0 en el caso de los perfiles trapezoidales, y en 0 en el de los perfiles reentrantes.

#### Perfiles trapezoidales

El ala inferior del perfil trapezoidal se supone que tiene un factor de configuración de 1,0. En el caso del ala superior, el factor de configuración,  $\Phi_{TOP}$ , se calcula de la siguiente manera.

$$\Phi_{TOP} = \frac{2 \tan^{-1} \left( \frac{h}{2(p - b_1)} \right)}{3.14}$$

De forma similar al entramado en pendiente del perfil trapezoidal, el factor de configuración,  $\Phi_{SIDE}$ , se calcula de la siguiente manera.

$$\Phi_{SIDE} = 0.5 \frac{L}{x + y}$$

#### Cubierta reentrante

El ala inferior de perfiles reentrantes de acero se supone que tiene un factor de configuración de 1,0. El factor de configuración de las superficies del empalme de cola de milano reentrante se calcula de la siguiente manera,

$$\Phi_{INT} = 0.3 \frac{L}{x + y}$$

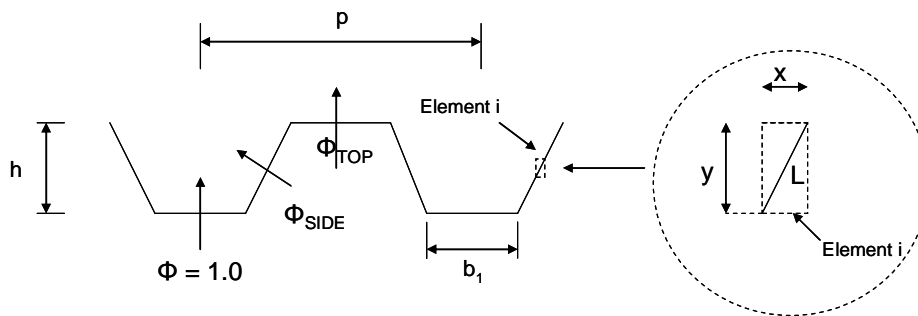
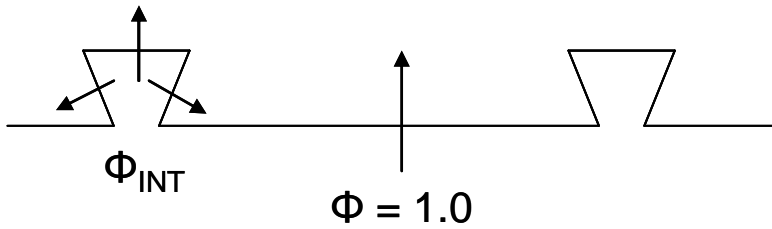


Figura 6.10 Factores de configuración para cubiertas trapezoidales



**Figura 6.11** Factores de configuración para cubiertas reentrantes

### 6.5.2 Propiedades del material

Se utilizan las siguientes propiedades de los materiales de acero y hormigón. Estos valores se basan en las recomendaciones de EN1994-1-2. En Table 6.1 se presentan los valores de emisividad superficial, densidad y contenido de humedad que se utilizan para el acero, el hormigón normal y el hormigón ligero.

**Table 6.1** Propiedades de material para el acero y el hormigón

	Acero	HN	HL
Emisividad, $\varepsilon_m$	0,7	0,7	0,7
Densidad, $\rho$	7850	2300	1850
% de humedad en masa	0	4	4

La capacidad de calor específico del acero,  $C_a$ , para todo el acero estructural y de armado, viene dada por las siguientes fórmulas dependientes de la temperatura:

$$C_a = 425 + 0.773\theta - 0.00169\theta^2 + 0.00000222\theta^3 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600^\circ\text{C}$$

$$C_a = 666 - \frac{13002}{(\theta - 738)} \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{para } 600^\circ\text{C} \leq \theta \leq 735^\circ\text{C}$$

$$C_a = 545 - \frac{17820}{(\theta - 731)} \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{para } 735^\circ\text{C} \leq \theta \leq 900^\circ\text{C}$$

$$C_a = 650 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{para } 900^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

Los siguientes valores de la capacidad de calor específico dependientes de la temperatura,  $C_c$ , se utilizan para hormigón seco de densidad normal con agregados silíceos o calcáreos.

$$C_c = 900 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}$$

$$C_c = 900 + (\theta - 100) \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{para } 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C}$$

$$C_c = 1000 + (\theta - 200)/2 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{para } 200^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C}$$

$$C_c = 1100 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{para } 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

Según recomendación de EN1994-1-2, se presupone el siguiente valor, independiente de la temperatura, de capacidad de calor específico para el hormigón ligero.

$C_c = 840$  (J/kg K) para todas las temperaturas

La conductividad térmica del acero se define utilizando la siguiente relación dependiente de la temperatura.

$$\lambda_a = 54 - 0.033(\theta - 20) \quad \text{pero superior a } 27,3 \quad (\text{W/mK})$$

En el caso del hormigón normal, se ha utilizado el límite superior de conductividad térmica según la definición de EN1994-1-2. La conductividad térmica del hormigón normal se determina a partir de la siguiente relación dependiente de la temperatura.

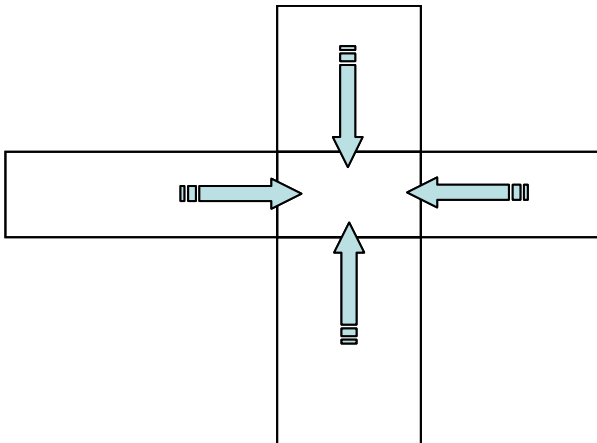
$$\lambda_c = 2 - 0.2451(\theta/100) + 0.0107(\theta/100)^2 \quad (\text{W/mK})$$

La conductividad térmica del hormigón ligero también depende de la temperatura, y viene dada por la siguiente fórmula.

$$\lambda_c = 1 - (\theta/1600) \quad \text{pero superior a } 0,5 \quad (\text{W/mK})$$

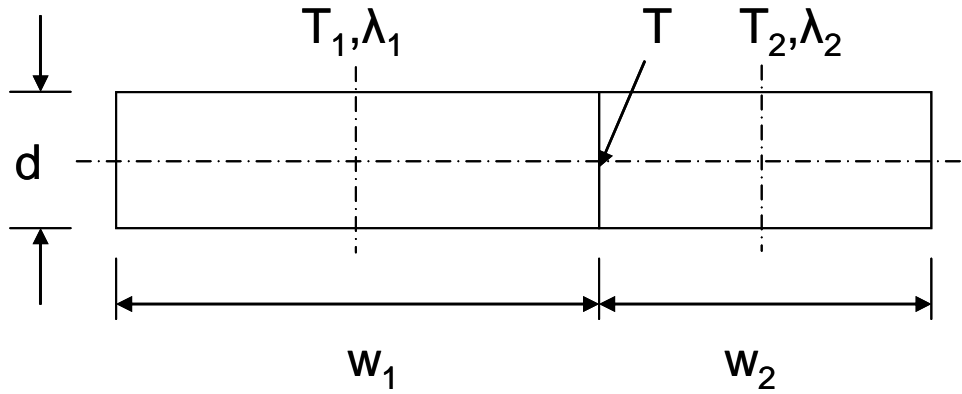
### 6.5.3 Transferencia interna de calor por conducción

El análisis térmico computa la transferencia de calor conducido entre una celda y las cuatro celdas que la rodean por arriba, abajo y a ambos lados (0). No hay más celdas afectadas.



**Figura 6.12** *Fundamento de la transferencia de calor conductivo*

El calor transferido por unidad de tiempo depende de los tamaños de las celdas, la temperatura en cada una de ellas y la conductividad térmica de cada celda. Se va tomando en consideración cada par de celdas por turnos, y se computa el calor neto transferido a una celda o fuera de ella. En 0 se ilustra el modelo básico de conducción.



**Figura 6.13** Modelo básico de conducción

Se define la temperatura de cada celda en su centro ( $T_1$ ,  $T_2$ ). La temperatura de la interfaz entre las celdas es  $T$ . La transferencia de calor de la celda 1 a la interfaz es la misma que la transferencia de calor de la interfaz a la celda 2. Las conductividades térmicas de cada celda son  $\lambda_1$  y  $\lambda_2$ .

La transferencia de calor por unidad de tiempo desde el centro de la celda 1 a la interfaz es:

$$h = \frac{2D\lambda_1}{w_1}(T - T_1)$$

Es igual a la transferencia de calor por unidad de tiempo desde la interfaz al centro de la celda 2:

$$h = \frac{2D\lambda_2}{w_2}(T_2 - T)$$

Así, eliminando la temperatura de interfaz,  $T$ :

$$h = \frac{(T_2 - T_1)}{\left(\frac{w_1}{2D\lambda_1} + \frac{w_2}{2D\lambda_2}\right)} \text{ por unidad de tiempo}$$

Esta ecuación se utiliza para computar la transferencia de calor entre todas las celdas. Por cada celda, se calcula previamente el valor de:

$$\frac{w}{2D}$$

. El valor de la conductividad térmica suele a menudo variar con la temperatura, y se calcula en intervalos preestablecidos (normalmente, de 30 segundos) para acelerar el cálculo.

#### 6.5.4 Temperaturas de diseño de vigas de acero sin protección

La temperatura de diseño de las vigas de acero sin protección se calcula basándose en el método simplificado que se indica en EN1994-1-2 Sección 4.3.4.2.2. El incremento de la temperatura del acero durante un intervalo de tiempo pequeño se calcula utilizando la siguiente ecuación.

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{\text{shadow}} \left( \frac{1}{c_a \rho_a} \right) \left( \frac{A_i}{V_i} \right) \dot{h}_{\text{net}} \Delta t$$

Donde

$k_{\text{shadow}}$  es el factor de corrección para el efecto de sombra

$\rho_a$  es la densidad del acero

$\Delta t$  es el intervalo de tiempo

$A_i/V_i$  es el factor de sección de la parte i de la sección transversal

El software FRACOF calcula la temperatura del acero en el ala inferior del sector, en incrementos de tiempo de 2,5 segundos. Se toma un factor de corrección del efecto de sombra de 1,0

El factor de sección del ala inferior se expresa como función del espesor del ala,  $e_1$ , de la siguiente manera

$$A_i/V_i = \frac{2000}{e_1}$$

Se indican las propiedades del material en la Sección 6.5.2.

Se calcula el flujo de calor neto como se muestra en la Ecuación 12, calculando los componentes convectivos y radiativos como se muestra en las Ecuaciones 13 y 14 respectivamente. Cuando se calcule el flujo de calor radiactivo con la Ecuación 14, se deberá tomar el factor de configuración de 1,0.

# **7 ENSAYO DE RESISTENCIA AL FUEGO DE UN SISTEMA DE FORJADO COLABORANTE A ESCALA COMPLETA**

## **7.1 Alcance**

Como se describe en la Sección 5, se desarrolló el método de cálculo simplificado principalmente basándose en los ensayos de fuego natural a escala completa, en los que los forjados se sometían a fuegos compartimentados de desarrollo total. En principio, el concepto de cálculo también se pudo aplicar al diseño contra incendios utilizando la curva estándar de temperatura-tiempo. Sin embargo hay muchas preguntas que requieren una investigación más profunda, como la influencia de:

- los fuegos de larga duración (de hasta 120 minutos)
- diferentes detalles de construcción
- el efecto de valores superiores de acciones de diseño

Todas estas consideraciones llevaron a la realización del ensayo de fuego mediante horno como parte del proyecto FRACOF. Se pretendía que aportara evidencia experimental sobre el comportamiento de forjados colaborantes de acero y hormigón expuestos a la curva estándar de temperatura-tiempo, y que ampliaran la aplicación del concepto de diseño en base al efecto membrana. Además, para investigar la resistencia al fuego de las uniones entre elementos de losa de hormigón y acero en las piezas extremas de forjados colaborantes sometidos a una gran desviación bajo el efecto membrana, se llevó a cabo otro ensayo de fuego por horno, en el marco del proyecto COSSFIRE. Los ensayos se realizaron en dos muestras de forjado colaborante de acero y hormigón a escala completa, de conformidad con la EN1365-2. El rendimiento observado ante el fuego de estos sistemas de forjado durante los ensayos, resultó ser extremadamente satisfactorio, y desveló que este tipo de sistemas estructurales eran muy resistentes en situación de fuego.

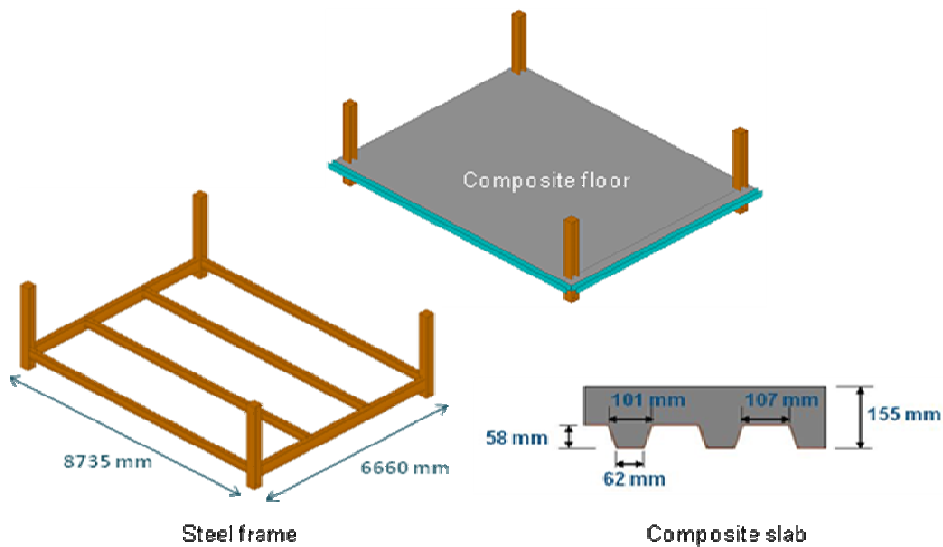
## **7.2 Ensayo FRACOF**

### **7.2.1 Muestra de ensayo**

En 0 se puede ver la disposición de la muestra de ensayo. El forjado colaborante de acero y hormigón estaba formado por cuatro vigas secundarias, dos vigas principales, cuatro pilares cortos y una losa de forjado de 155 mm de espesor.

La muestra de ensayo fue diseñada para conseguir 120 minutos de resistencia al fuego. Las vigas colocadas en la estructura en las posiciones de los pilares iban protegidas contra el fuego, y las vigas secundarias del centro de la losa del forjado se dejaron sin protección. La capacidad portante de carga de la muestra de ensayo fue calculada de acuerdo con el método de cálculo simplificado, tratando la muestra de ensayo como una zona de diseño de forjado, ver Sección 6. En este diseño se pudo ver que la colocación de armadura de mallazo de acero en una superficie de  $256 \text{ mm}^2/\text{m}$  en las dos direcciones, 50 mm por debajo de la superficie superior de la losa, se conseguía una capacidad portante de carga adecuada. El método de cálculo simplificado predijo que la muestra de prueba tendría una capacidad portante de carga de  $7,58 \text{ kN/m}^2$ , después de 120 minutos de exposición a la curva estándar temperatura-tiempo. Se seleccionó el espesor de la losa para que cumpliera los requisitos de aislamiento y conseguir una resistencia al fuego durante 120 minutos, siguiendo las directrices de la EN 1994-1-2<sup>(33)</sup>.

Las vigas de acero se unieron a la losa de hormigón utilizando puntales con cabezal. Las juntas de viga a pilar se fabricaron con placas flexibles en los extremos (en las alas del pilar) y dobles uniones angulares (al entramado de los pilares). Las juntas de viga a viga se fabricaron con dobles uniones angulares (0). La losa mixta de acero y hormigón fue construida con perfiles de acero COFRAPLUS60 de 0,75 mm de espesor, con un perfil trapezoidal. Las cubiertas de acero se suelen utilizar habitualmente en el mercado francés. Estos perfiles tienen un volumen pequeño de hormigón en las nervaduras, y, por lo tanto, es probable que se calienten más rápidamente en el fuego que otros perfiles de geometría similar.



**Figura 7.1** Preparación del ensayo de fuego

Las dimensiones de la muestra de ensayo eran:

- luz de la viga secundaria: 8,735 m
- luz de la viga principal: 6,66 m
- luz de la losa mixta 2,22 m
- longitud total de cada pilar de acero: 2,5 m, con 0,8 m bajo la losa mixta

En el diseño de los elementos estructurales de este forjado se consideraron los siguientes valores característicos para acciones:

- Acción permanente: propio peso de la estructura, más 1,25 kN/m<sup>2</sup> en el caso de elementos no-estructurales.
- Acción variable: 5,0 kN/m<sup>2</sup>

Para el diseño a temperatura ambiente, se consideró la siguiente combinación de acciones de conformidad con la EN1990.

$$\sum \gamma_{G,j,\text{sup}} G_{k,j,\text{sup}} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$$

Donde

$\gamma_{G,j,\text{sup}}$  es el factor parcial de acción permanente, j (se toma 1,35)

$G_{k,j,\text{sup}}$  es la acción permanente, j



$\gamma_{Q,1}$  es el factor parcial para la acción variable principal (se toma 1,5)

$Q_{k,1}$  es la acción variable principal.

En base a las cargas anteriores, se verificaron las secciones transversales de todos los elementos de acero y la conexión total a cortante de las vigas mixtas de acuerdo con los requisitos de la EN 1994-1-1<sup>(34)</sup> para el diseño a temperatura ambiente de estructuras mixtas. Se diseñaron las juntas de acero según los requisitos de la EN 1993-1-8<sup>(35)</sup>. Se seleccionaron las siguientes dimensiones de sección para los principales elementos estructurales:

- vigas secundarias: IPE300 con grado de acero S235
- vigas principales: IPE400 con grado de acero S355
- pilares: HEB260 con grado de acero S235

Se utilizó hormigón normal grado C30/37 para la losa del forjado.



(a) Juntas de viga a pilar con uniones simples de chapa de borde flexible y uniones angulares dobles de entramado

(b) Juntas de viga a viga con uniones angulares dobles de entramado

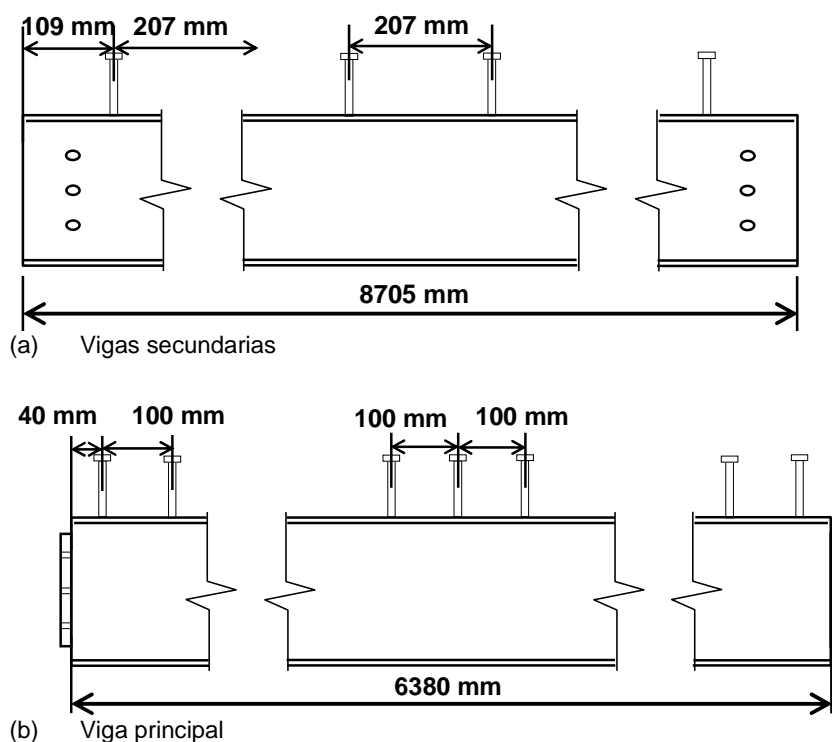
**Figura 7.2** Juntas de elemento de acero

Las propiedades materiales reales del acero y del hormigón se midieron a temperatura ambiente. Se muestran los valores nominales y medidas en 0.

**Tabla 7.1** Propiedades materiales de los elementos ensayados

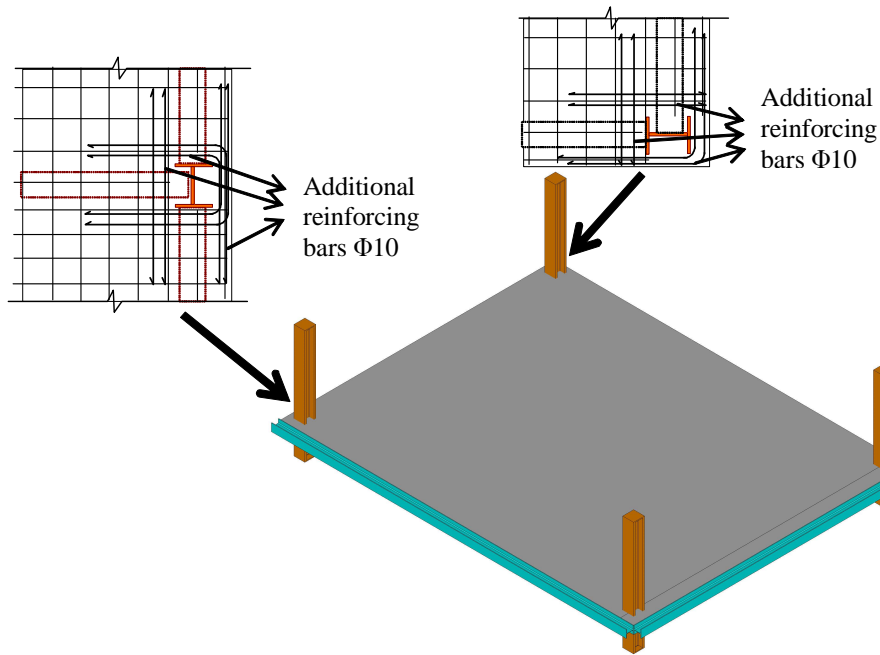
Tipo de material	Propiedades mecánicas			
	Vigas secundarias Grado S235	Límite elástico (MPa)		Resistencia máxima a la tracción (MPa)
Nominal		Medido	Medido	
235		311	446	31,6%
Vigas principales Grado S355	Límite elástico (MPa)		Resistencia máxima a la tracción (MPa)	Alargamiento máximo medido
	Nominal	Medido	Medido	
	355	423	549	29,9%
Mallazo para armadura de acero Grado B500A	Límite elástico (MPa)		Resistencia máxima a la tracción (MPa)	Alargamiento máximo medido
	Nominal	Medido	631	
	500	594		15,5%
Hormigón C30/37	Fuerza de compresión (MPa)			
	Valor característico		Valor medido	
	30		36,7	

Los conectores de corte eran puntales con un diámetro de 19 mm y una altura de 125 mm; se puede ver su distribución en 0.



**Figura 7.3** Distribución de los conectores de corte en vigas de acero

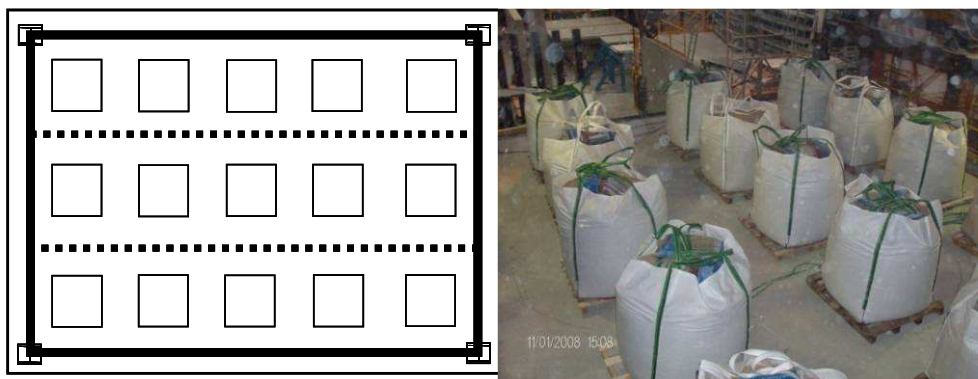
La armadura de mallazo de acero se colocó a 50 mm de la parte superior de la losa. La malla estaba formada por barras de diámetro de 7 mm, con un grado de acero de S500, espaciadas en centros de 150 mm en ambas direcciones. Se utilizaron barras de armadura adicionales de 10 mm para la unión mixta de hormigón y acero del extremo (consulte 0).



**Figura 7.4** Configuraciones de conexión evaluadas en el ensayo de fuego

## 7.2.2 Metodología de ensayo

Durante el ensayo de fuego, la carga mecánica sobre el forjado se aplicó mediante quince sacos de arena distribuidos uniformemente por todo el suelo (ver 0). Cada uno de los sacos pesaba exactamente 15,0 kN, equivalente a una carga uniforme de 3,87 kN/m<sup>2</sup>. Este valor resulta ligeramente superior al valor de diseño de 3,75 kN/m<sup>2</sup> en la combinación de acciones Eurocode para edificios de oficina en situación de fuego, utilizando el valor recomendado de 0,5 para el factor de combinación,  $\psi_1$ .



**Figura 7.5** Carga del forjado con sacos de arena

De conformidad con el método de cálculo simplificado descrito en la Sección 5 para este tipo de forjado, las dos vigas secundarias y la losa mixta estaban desprotegidas. Sin embargo, todas las vigas secundarias del perímetro de la zona de diseño del forjado (todas las vigas conectadas directamente a los pilares) y todos los pilares estaban protegidos contra el fuego para que conservaran su estabilidad estructural en la situación de fuego. También estaba protegidas todas las juntas. El material de protección contra incendio utilizado fueron dos capas de manta de fibra mineral [25 mm- 128 kg/m<sup>3</sup>]. La armadura de mallazo de acero a los dos lados de la losa fue soldada a dos vigas de acero situadas a lo largo del extremo de la

losa, tal y como se muestra en 0. Estas vigas, por su parte, iban fijas a la estructura del horno para simular la continuidad del forjado colaborante.

Se utilizaron un total de 194 lugares de medición para registrar el comportamiento. Las dos mediciones principales que se tomaron fueron la temperatura y la curva de desviación del forjado. Se utilizaron aproximadamente 170 termopares para supervisar la temperatura del almacén de acero (ver 0 y 0) y la distribución de temperatura de la losa (ver 0 y 0). Se instalaron siete transductores de desplazamiento para medir la desviación vertical del forjado (ver 0). Se utilizaron otros dos transductores para medir el movimiento horizontal del forjado. Se puso una cámara de vídeo especial para altas temperaturas en el interior del horno para registrar visualmente las deformaciones del forjado a medida que avanzaba el tiempo.

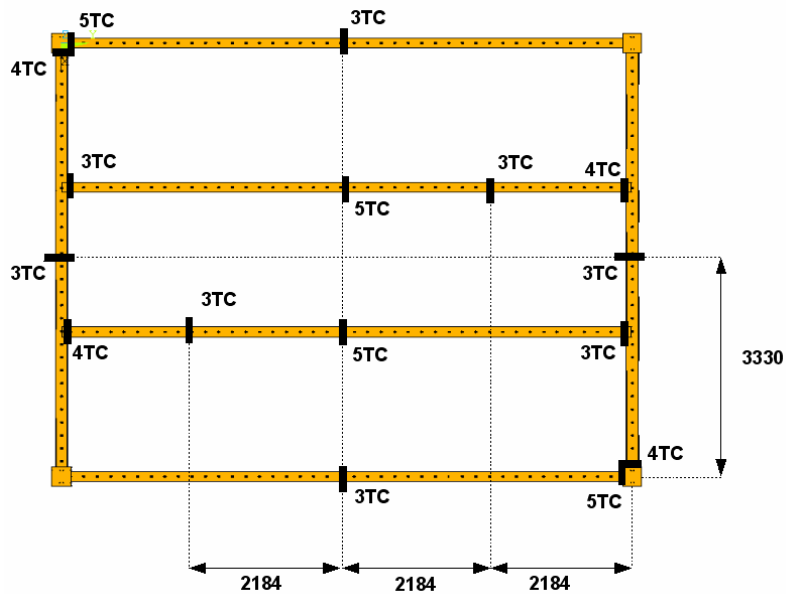
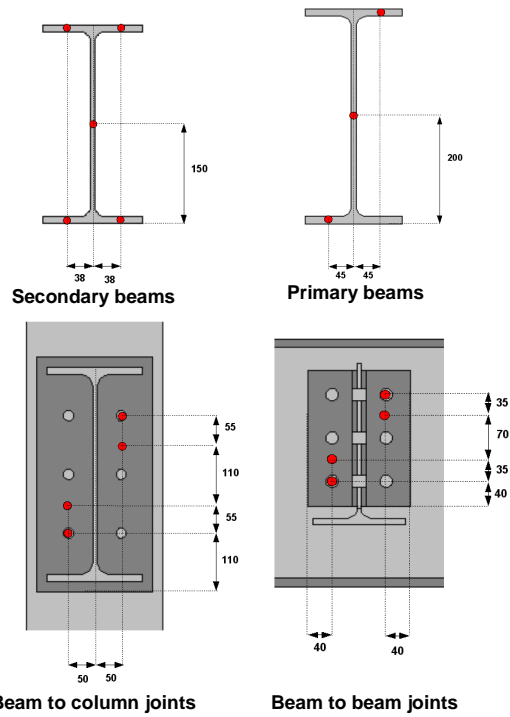
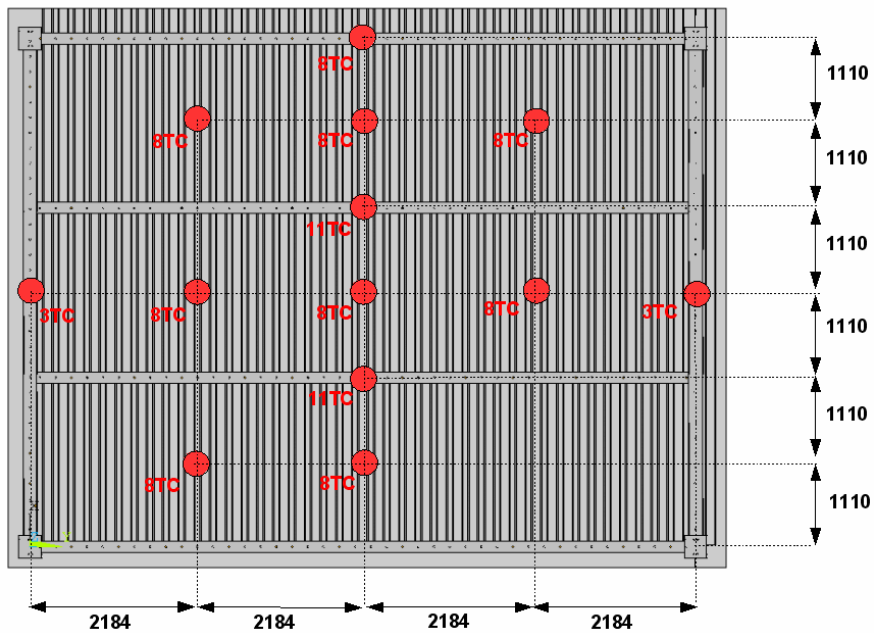


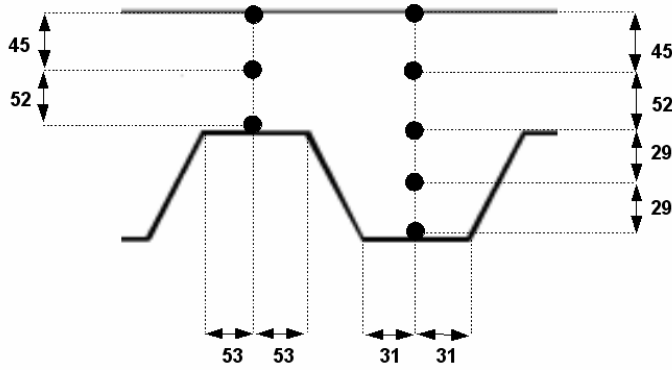
Figura 7.6 Situación de los termopares en el almacén de acero



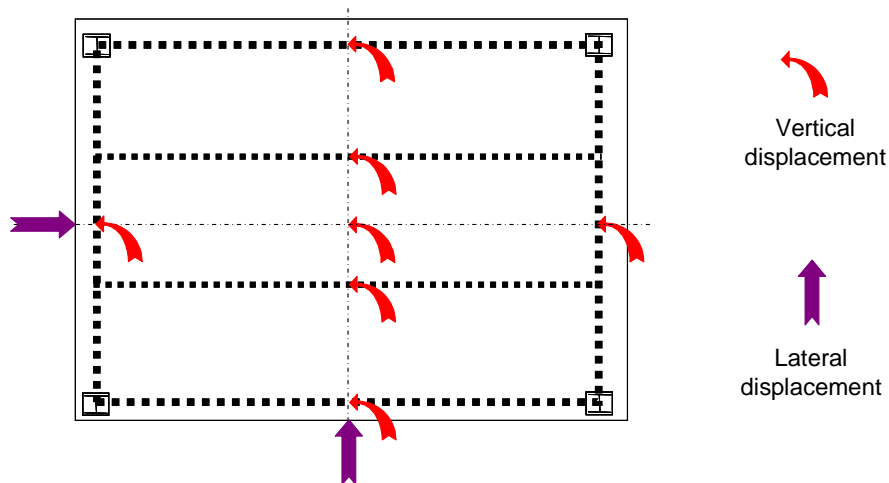
**Figura 7.7** Situación de los termopares en cada sección transversal de estructura de acero instrumentada



**Figura 7.8** Situación y numeración de los termopares en la losa mixta



**Figura 7.9** Sección transversal típica a través de la losa mixta (forjado colaborante) en la que se ve la situación de los termopares



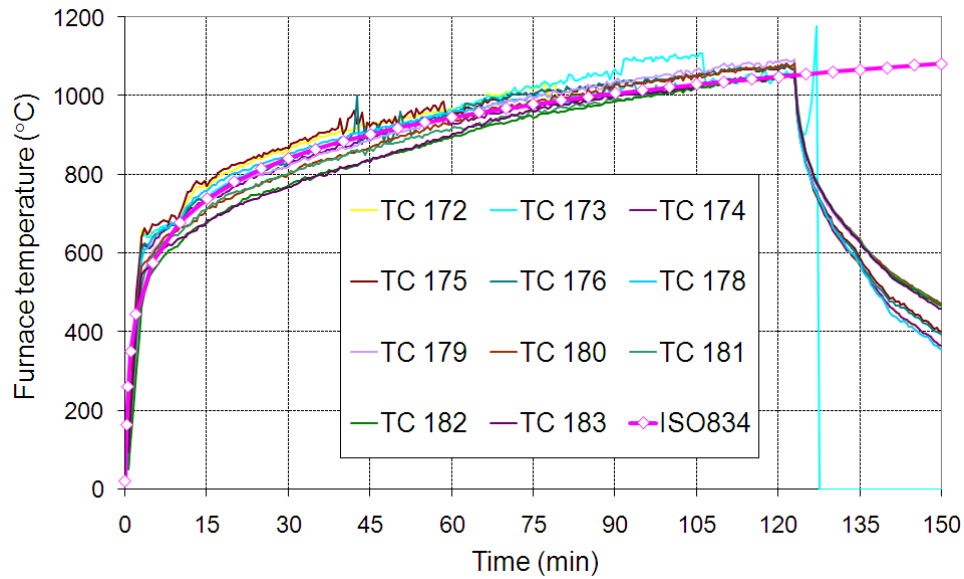
**Figura 7.10** Situación de los transductores de desplazamiento

## 7.2.3 Resultados

El ensayo duró más de 120 minutos y se detuvo el fuego una vez falló la integridad del forjado. Sin embargo, el registro del comportamiento de la muestra duró hasta 900 minutos, permitiendo supervisar cómo actuó el forjado durante la fase de enfriamiento.

### 7.2.3.1 Variación de temperatura en la estructura

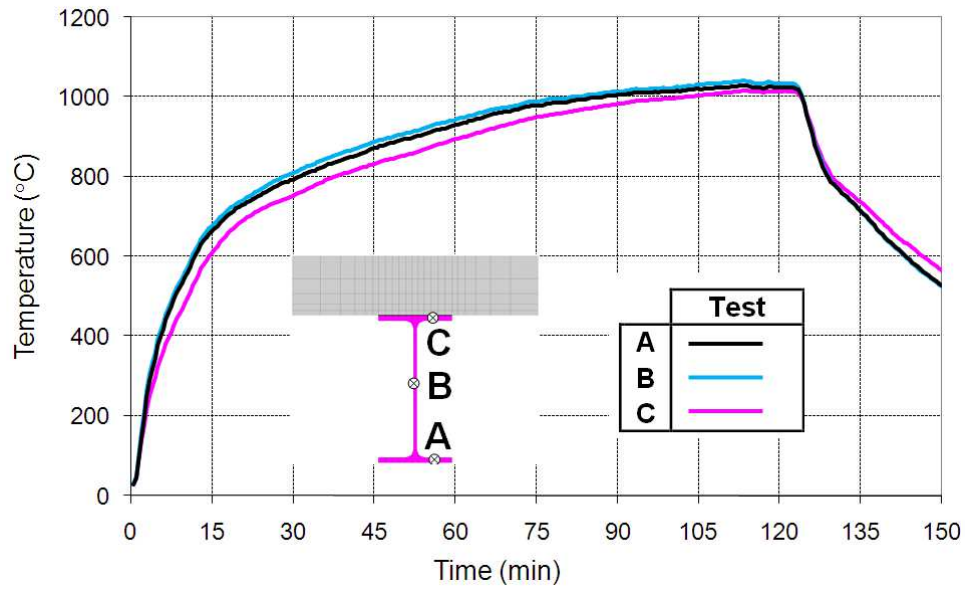
Durante el ensayo se controló la temperatura del horno con termopares de placa siguiendo las recomendaciones de la EN1363-1. Dichos termopares se encontraban justo debajo del forjado, y las temperaturas registradas en estos instrumentos delataban que la temperatura de la estufa estaba controlada dentro de las tolerancias permitidas por la norma de ensayo de fuegos EN1363-1 (ver 0).



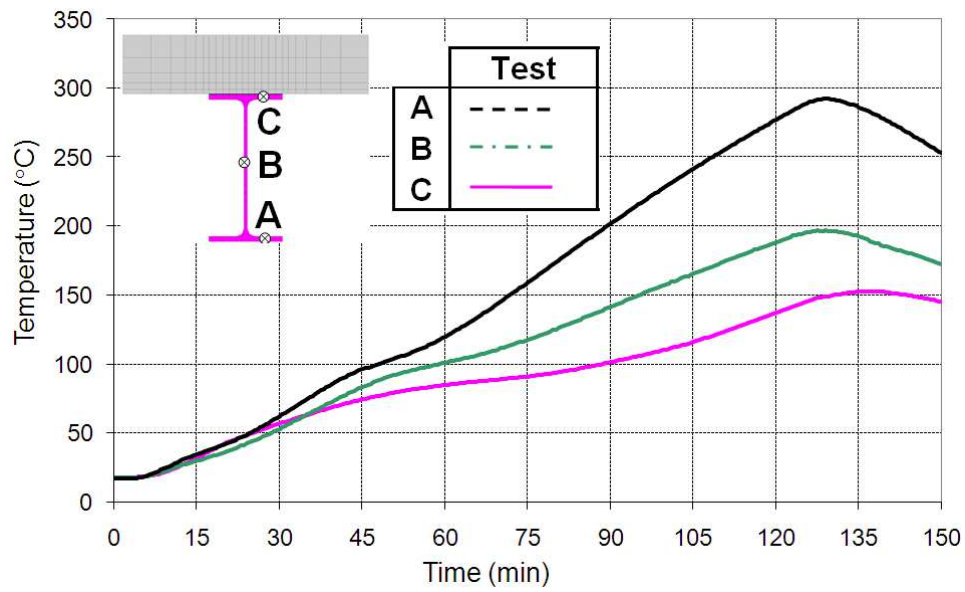
**Figura 7.11** Curva temperatura del horno versus temperatura estándar - tiempo

Se tomaron medidas de temperatura en la luz media de las vigas mixtas, en el ala inferior, el entramado y en el ala superior de cada sector. Se presenta un resumen de las temperaturas registradas en las vigas en 0 y 0. Las vigas de acero sin protección alcanzaron una temperatura de 1040 °C. Por su parte, las vigas de acero con protección alcanzaron una temperatura máxima de 300 °C; esta temperatura es menor de lo que, en la práctica, se esperaría, por la reducida exposición de estos elementos situados en las partes extremas del horno.

Se presenta un resumen de las temperaturas registradas en la viga mixta en 0. No se registraron las temperaturas de los puntos A y B porque los termopares fijados a la chapa de acero fallaron temprano durante el ensayo, probablemente porque se despegó la chapa de acero y el hormigón cuando se expusieron al fuego. Se observó que la chapa de acero se despegaba en una gran parte del sofite de la losa mixta. La temperatura registrada en la parte sin exponer de la losa mixta puede cotejarse en 0. El incremento de temperatura en la cara no expuesta de la losa mixta después de 120 minutos de fuego fue ligeramente superior a 100 °C, por debajo del límite superior de 140° C que define el criterio de aislamiento.

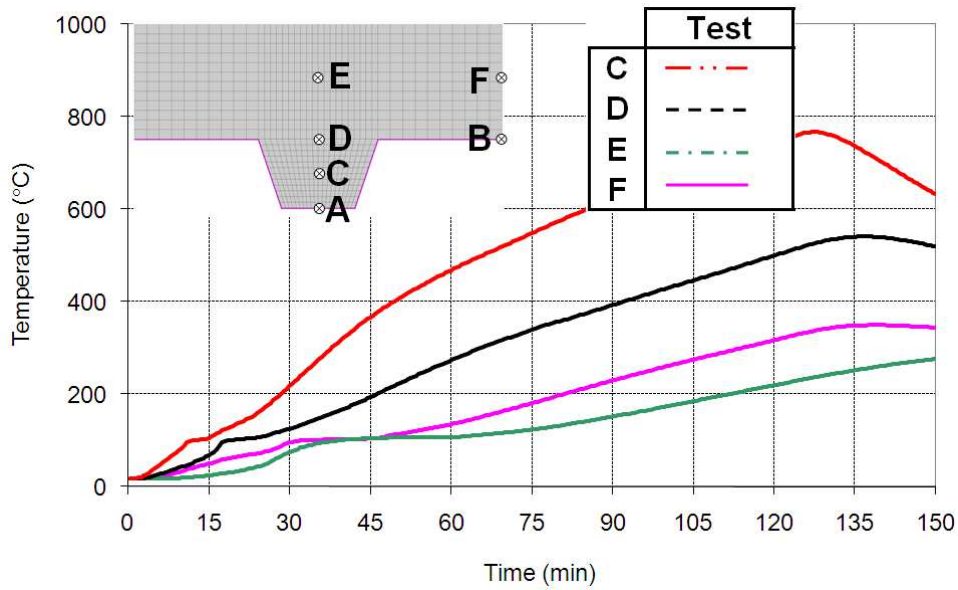


**Figura 7.12** Calentamiento de vigas de acero sin proteger

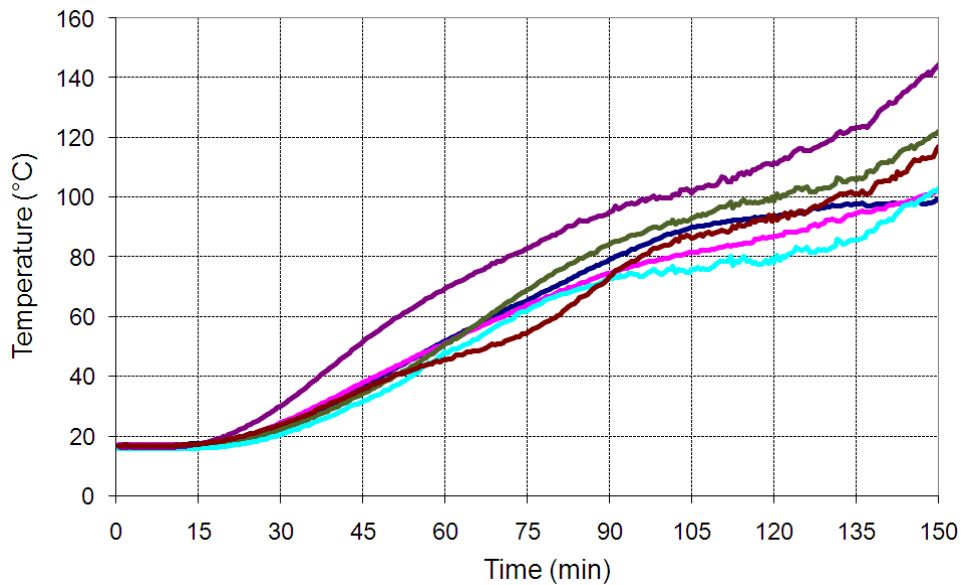


**Figura 7.13** Calentamiento de vigas de acero protegidas





**Figura 7.14** Calentamiento de la losa mixta (colaborante)



**Figura 7.15** Temperaturas registradas en la parte no expuesta de la losa mixta (forjado colaborante)

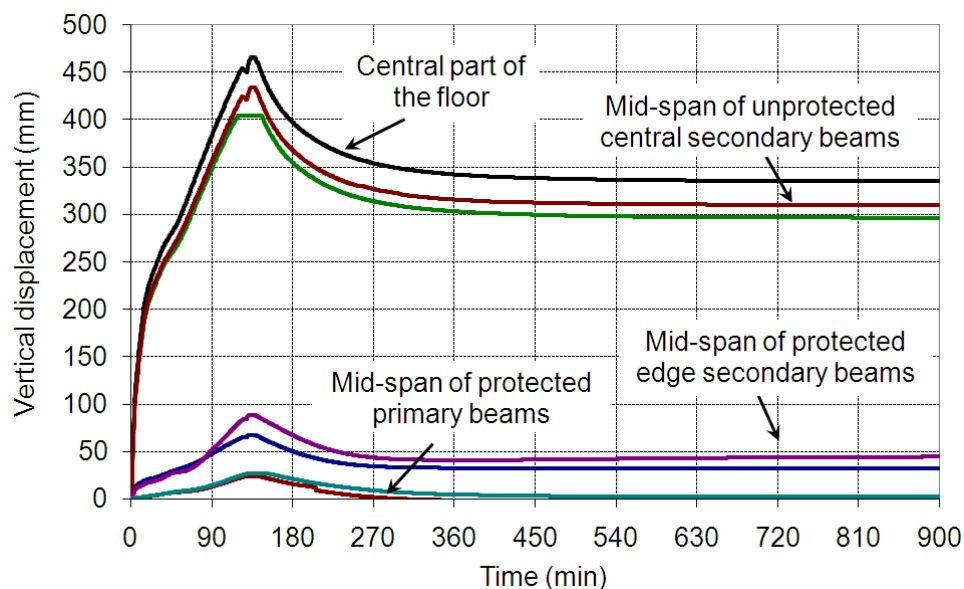
### 7.2.3.2 Variación de desplazamiento de los elementos estructurales

0 muestra los desplazamientos verticales del forjado durante todo el tiempo que duró el ensayo. La disminución del desvío tras unos 120 minutos corresponde al tiempo que se desconectaron los quemadores del horno. Se muestra una ilustración detallada de estos desplazamientos, principalmente durante la fase de calentamiento del ensayo 0. Se puede observar que el desvío máximo del forjado es alrededor de 450 mm, y los desvíos medidos en las dos posiciones de las vigas secundarias sin proteger fueron aproximadamente de 420 mm, menos de una vigésima parte de su luz. Durante la fase de enfriamiento, se vio ligeramente reducido el desvío, alcanzando un valor máximo en unos 135 minutos. Aunque

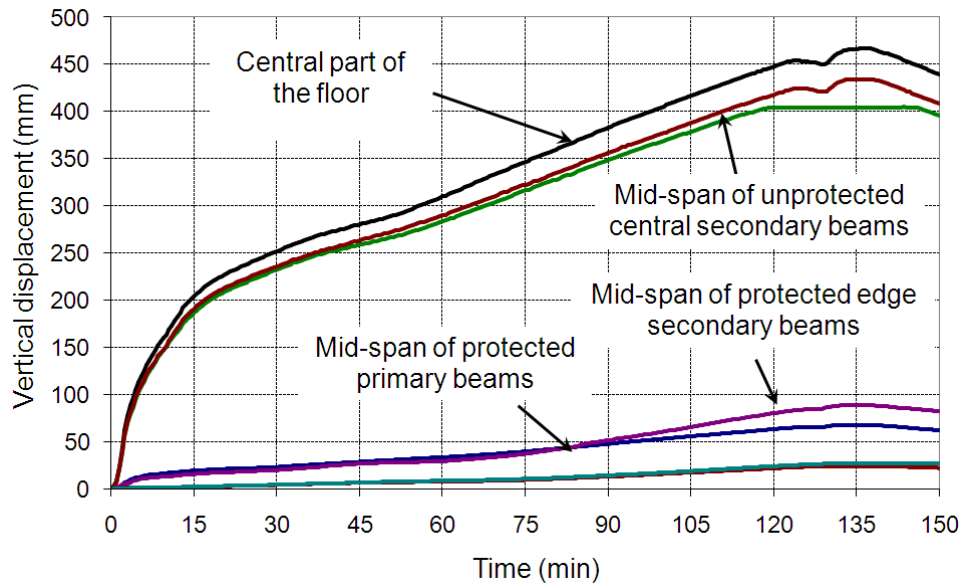
había caído la temperatura del horno desde 1050 °C a 600 °C (ver Figura), se estaba conduciendo el calor atravesando la losa mixta y, en este momento, se alcanzó la temperatura máxima en el mallazo (ver 0).

Las vigas protegidas contra el fuego, situadas en el perímetro del ensayo de muestra, sólo llegaron a una temperatura de 300 °C. Puesto que el acero retiene el 100% de su límite elástico a temperatura ambiente, a 300 °C el desvío de estas vigas es menor de lo esperado, con un máximo de 100 mm de desvío medido en el centro de la luz de las vigas secundarias. En la práctica sería razonable suponer que la temperatura crítica de estas vigas se encontrara entre 500 °C y 600 °C, con un desvío excedente de luz/30.

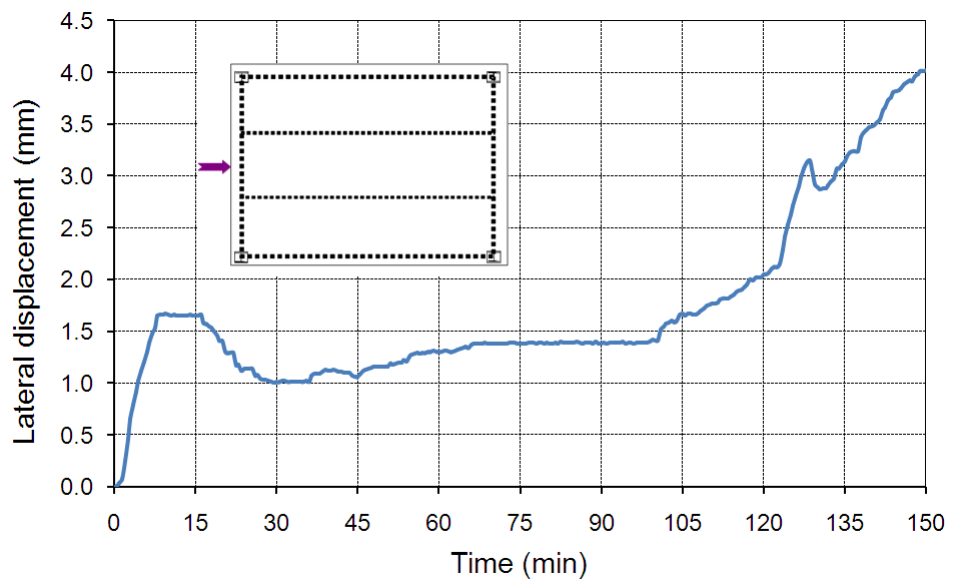
Si se presta una mayor atención a la evolución del desvío del forjado, se puede ver que aumentó muy rápidamente durante los 20 primeros minutos de fuego, y que aumentó después con una velocidad prácticamente constante. Si este desvío está relacionado con el calentamiento de vigas sin protección, se puede ver también que dichas vigas se fueron calentando gradualmente hasta alcanzar unos 700 °C. Es obvio que su capacidad portante de carga de flexión con este nivel de calentamiento no les permitiría soportar por sí solas la carga. Como consecuencia, el efecto membrana del forjado se fue activando progresivamente para mantener la estabilidad global del suelo. Este efecto de membrana por tracción también se vio claramente ilustrado gracias a la medición del desplazamiento lateral en el extremo del forjado, como se puede ver en 0. Se puede ver una vez más que tras 15 minutos de fuego, la parte del extremo del forjado se desplazó hacia el interior debido al efecto de membrana por tracción. El repentino incremento de este desplazamiento a alrededor de 105 minutos se podría explicar por la importancia del colapso del mallazo de acero de armado en la parte central del forjado (para más detalles, consulte la Sección 7.4.3).



**Figura 7.16** Desviación del forjado registrada durante todo el ensayo



**Figura 7.17** Desviación del forjado registrada durante el tiempo de calentamiento del ensayo



**Figura 7.18** Desplazamiento lateral en el extremo del forjado registrado durante el tiempo de calentamiento del ensayo

### 7.2.3.3 Comportamiento de la losa mixta observado durante el ensayo

Las principales constataciones con respecto al agrietamiento de la losa de hormigón fueron las siguientes:

- Se produjeron pequeñas grietas en el hormigón, especialmente alrededor de los pilares de acero y extremos continuos de la losa, en una fase temprana del ensayo, como se puede ver en 0(a).
- Se produjo una ampliación de dichas grietas durante la fase de calentamiento del ensayo, pero este hecho no tuvo ninguna influencia significativa en la integridad del forjado (ver 0(b)).

- Se formó una grieta más significativa en la parte central del forjado una vez transcurridos 105 minutos de exposición al fuego, como se puede ver en 0.

Una investigación realizada después del ensayo real demostró que la grieta fue ocasionada por el fallo de una junta soldada entre dos mallazos de armadura de acero, como se puede ver en 0. Puesto que el método cálculo simplificado se basa en poder tensar la armadura hasta su límite de carga en todo el centro de la losa, se deben colocar solapamientos de alta tensión en todas las juntas entre las chapas de armadura de mallazo. Se puede evitar este tipo de fallo si se adoptan los detalles de construcción contemplados en la EN 1992-1-1<sup>(36)</sup>.

Puesto que el ensayo de la muestra no llegó al punto de colapso durante el tiempo que duró, el que se produjera una grieta tan importante y fallara la armadura de mallazo de acero en dirección longitudinal en la parte central del forjado no afectó a su capacidad portante de carga.



(a) Al comienzo del ensayo de fuego

(b) Al final del ensayo de fuego

**Figura 7.19** Estado de la losa alrededor del pilar de acero



(a) Estado de las grietas en la parte central del forjado

(b) Estado de las grietas tras enfriamiento

**Figura 7.20** Estado de la losa en la parte central del forjado durante y después del ensayo



(a) Junta de armadura soldada antes del vertido de hormigón



(b) Estado de la junta de armadura en el lugar de la grieta tras el enfriamiento

**Figura 7.21** Junta del mallazo de acero de armado antes y después del ensayo

#### 7.2.4 Comentarios a los resultados del ensayo

Los resultados del ensayo nos demuestran el funcionamiento adecuado de una losa de forjado colaborante diseñada según el método de cálculo simplificado. Las constataciones derivadas de los resultados del ensayo con respecto al rendimiento del forjado frente al fuego son:

- incluso con vigas de acero secundarias con una luz de 8,735 m, se cumplió el criterio portante de carga (R) durante un período de más de 120 minutos,
- Se cumplieron el criterio de integridad (E) y los criterios de aislamiento (I) durante 105 minutos. El fallo fue debido a la formación de una grieta en la losa mixta por el fallo prematuro del mallazo de acero de armadura, consulte la Sección 7.2.3.3.
- todo el suelo permaneció estructuralmente muy resistente durante todo el tiempo que duró el fuego, a pesar del fallo de la armadura de mallazo de acero en la losa de hormigón.
- Se debe garantizar que el mallazo de armadura esté correctamente superpuesto para activar el efecto membrana / asegurar la continuidad de la transferencia de carga, especialmente en la región de vigas sin protección y alrededor de los pilares.
- las grietas de hormigón en el extremo del forjado eran muy limitadas y no afectaron en nada a la integridad del aislamiento del forjado.
- el forjado se comportó de forma satisfactoria durante la fase de enfriamiento tras el fuego.
- las juntas de acero estaban protegidas adecuadamente, y el calentamiento máximo se vio limitado a aprox. 500 °C. Todas las juntas entre los elementos de acero funcionaron muy bien tanto en la fase de calentamiento como en la de enfriamiento.



## 7.3 Programa de ensayo de fuego COSSFIRE

### 7.3.1 Muestra de ensayo

Dentro del alcance del proyecto COSSFIRE, se ensayó otro forjado colaborante específico, como se muestra en **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** Para este forjado, las secciones transversales de las vigas y los pilares de acero están en IPE270 y HEB200, respectivamente. El grado de acero nominal de todos estos elementos estructurales es S235. Se ejecutó el diseño de este sistema de forjado según los requisitos de EN1994-1-1<sup>(34)</sup> para el diseño a temperatura ambiente de estructuras mixtas con carga permanente de 1,25 kN/m<sup>2</sup> además del propio peso de la estructura, y una carga animada de 5,0 kN/m<sup>2</sup>. En ensayo de fuego se realizó con una carga de 3,93 kN/m<sup>2</sup>, que corresponde a aproximadamente el 100% de varias acciones permanentes, y el 50% de acciones animadas según la combinación de cargas de Eurocode en situaciones de fuego en edificios de oficinas. En lo que se refiere a las juntas de acero, se diseñan según los requisitos de la EN1993-1-8<sup>(35)</sup>.

La losa mixta estaba compuesta de hormigón in-situ normal de calidad C30/37. La profundidad total de la losa era 135 mm, y la de los perfiles de aluminio COFRAPLUS60 (trapezoidal). En lo que se refiere a los conectores de corte, todos ellos estaban en puntales con cabezal, con un diámetro de 19 mm, y un peso de 125 mm, y sus distribuciones por vigas de acero eran, respectivamente, de un puntal por cada 207 mm en cuanto a vigas secundarias y de un puntal cada 300 mm en cuanto a vigas principales. El mallazo de acero de armadura, situado a 35 mm de la parte superior de la losa, era de grado S500, y tenía un diámetro de 7 mm. El tamaño la su rejilla era de 150 mm x 150 mm.

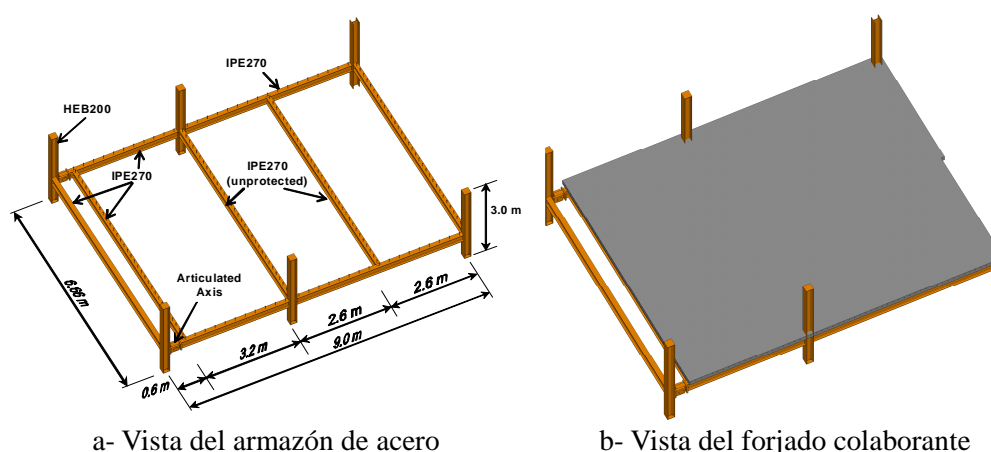


Figura 7.2 Preparación del ensayo de fuego

Las auténticas propiedades mecánicas de los materiales empleados en este ensayo se resumen en la Tabla C.1, que aparece a continuación.

Tabla 7.2 Propiedades materiales de los elementos ensayados CROSSFIRE

Elemento	Valor
Grado de acero de las vigas principales	320 MPa
Grado de acero de las vigas secundarias	320 MPa
Grado de acero del acero de armadura	590 MPa
Fuerza compresiva del hormigón	38,0 MPa

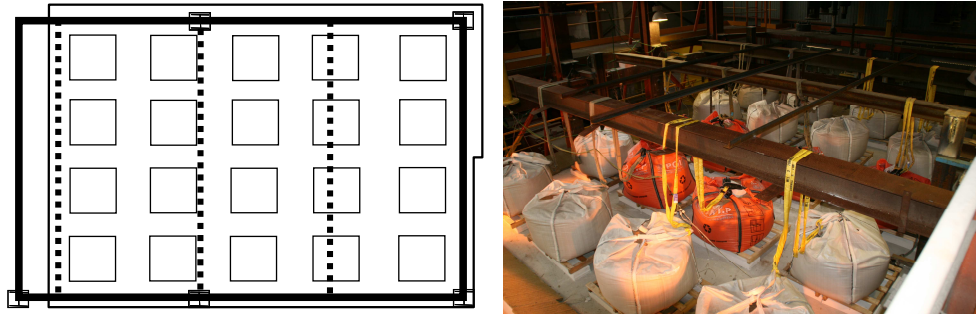
En cumplimiento del método existente de diseño técnico simplificado de un tipo de forjado de estas características bajo el efecto membrana, las dos vigas secundarias intermedias y la losa compuesta quedan sin protección. No obstante, todas las vigas límite del forjado están protegidas contra el fuego durante un tiempo de 120 minutos. También estaban protegidos los pilares de acero, salvo la protección alrededor de las juntas, que fue reducida intencionalmente para que el calentamiento de los componentes de junta fuera lo suficientemente importante durante la fase de calentamiento para investigar el impacto de dicho calentamiento en el comportamiento durante la fase de enfriamiento.

Para investigar el comportamiento de las uniones entre la losa de hormigón y los elementos de acero en las partes extremas del forjado colaborante con fuego, se adoptaron seis configuraciones de unión de extremos para este suelo, como se puede ver en la figura 7.23.

La carga mecánica durante el fuego se aplicó utilizando veinte sacos de arena uniformemente distribuidos por todo el suelo. Cada uno de estos sacos de arena pesaba exactamente 11,0 kN, lo que conllevaba, junto con el palé de madera y los bloques de hormigón de peso ligero, a una carga uniforme equivalente de 3,93 kN/m<sup>2</sup>. En lo que se refiere a la carga térmica, se impuso la curva estándar del fuego ISO hasta el momento en el que comenzara a producirse el colapso del forjado. No obstante, se conservó el registro de los resultados de ensayo durante la fase de enfriamiento para conocer el comportamiento del suelo durante todo el período que duró el fuego.



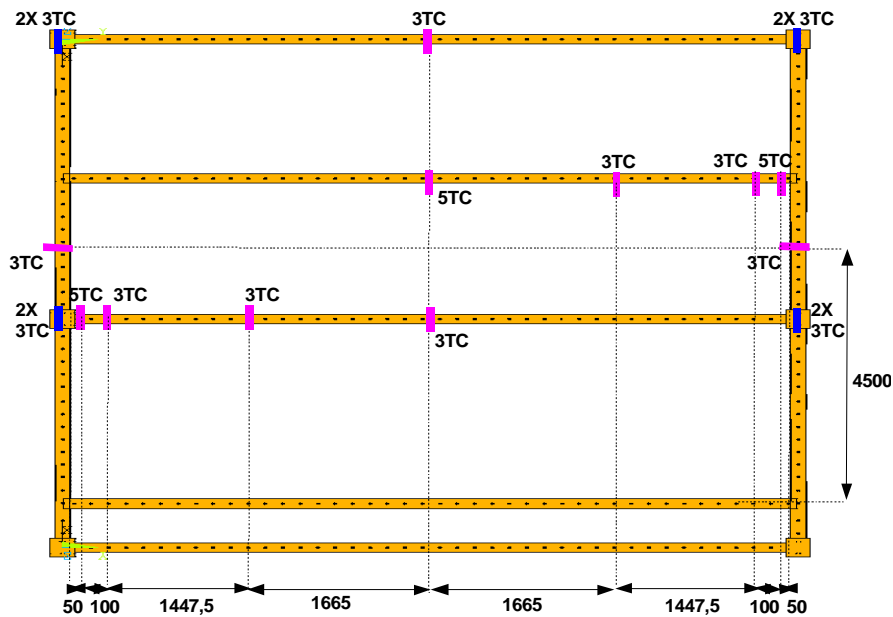
**Figura 7.23** *Diferentes configuraciones de unión mixta colaborante del acero y el hormigón*



**Figura 7.24** Condiciones de carga del forjado colaborante de acero y hormigón expuesto al fuego

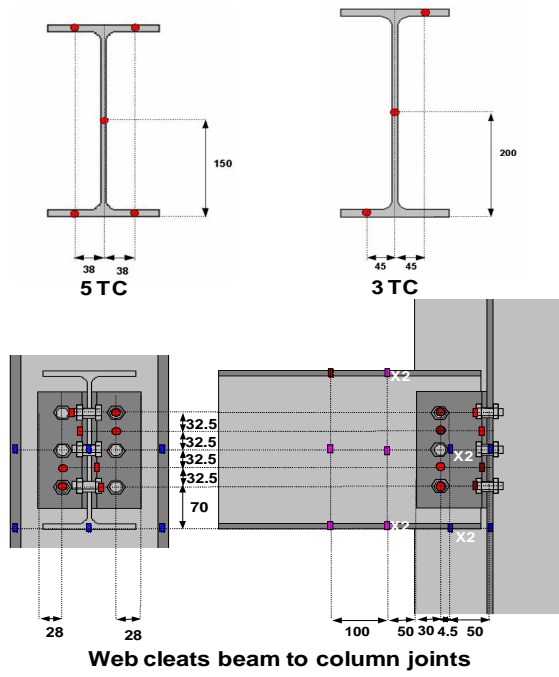
### 7.3.2 Medición de los resultados del ensayo

Las dos mediciones principales que se tomaron en el ensayo tenían que ver con la temperatura y la desviación del forjado. Se utilizaron un total de 203 termopares, de los cuales 66 iban en elementos de acero (Figura 7.25), 80 termopares de uniones (Figura 7.26) y 57 termopares en losa colaborante (ver Figuras 7.27 y 7.28) para registrar tanto la temperatura del gas como la de la muestra. Además, se instalaron 20 transductores de desplazamiento, de los cuales 16 eran transductores de desplazamiento vertical instalados para medir la desviación del forjado (Figura 7.29). Se utilizaron los cuatro transductores restantes para medir el movimiento horizontal del forjado. Además, se puso una cámara de vídeo especial en el interior del horno que registró visualmente las deformaciones del forjado a lo largo del tiempo.

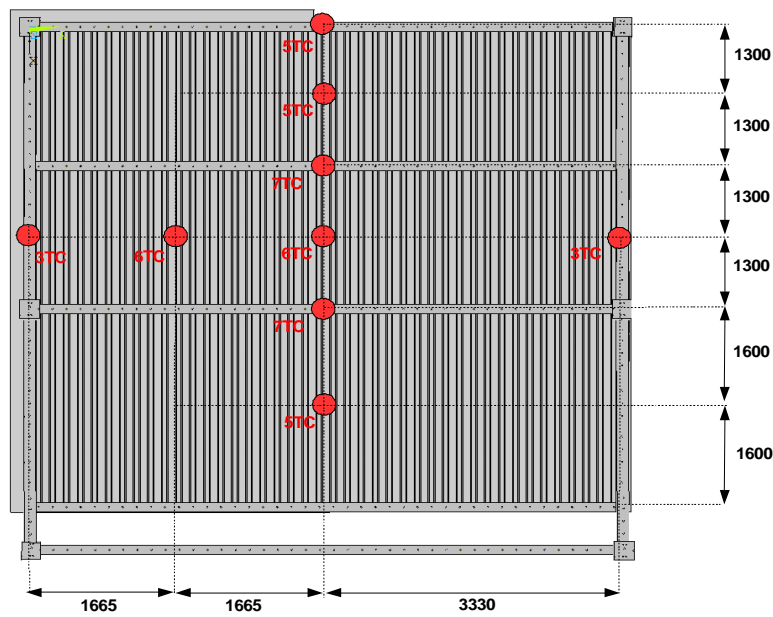


**Figura 7.25** Situación de los termopares en el armazón de acero

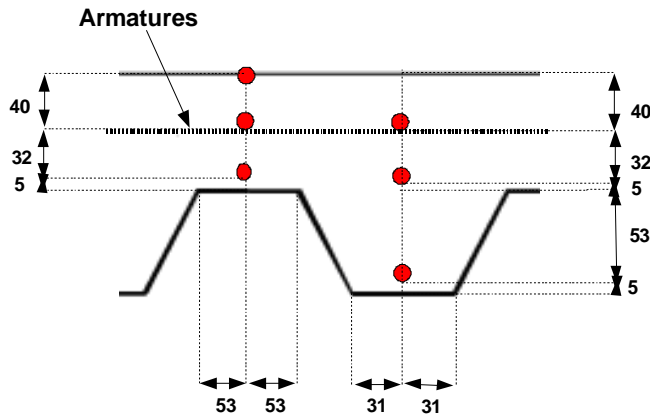




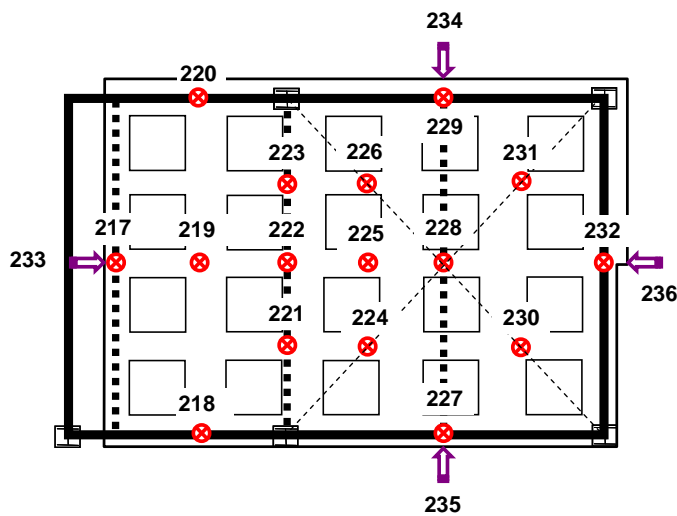
**Figura 7.26** Situación de los termopares en cada sección transversal de estructura de acero instrumentada



**Figura 7.27** Situación y numeración de los termopares en la losa mixta



**Figura 7.28** Sección transversal típica a través de la losa mixta (forjado colaborante) en la que se ve la situación de los termopares



**Figura 7.29** Situación de los transductores de desplazamiento

### 7.3.3 Principales resultados experimentales

Durante la fase de calentamiento de este ensayo, se siguió la curva de fuego ISO-834 (Figura 7.30), que duró más de 120 minutos hasta que se produjo el colapso aparente de una viga secundaria unida a las vigas principales (ver D6 de Figura 7.36). Después de esto, se apagaron todos los quemadores, y se dejó que se enfriara de forma natural. En lo que se refiere al calentamiento de las vigas de acero, variaba mucho según las condiciones de protección. De hecho, las vigas de acero sin protección situadas en el centro del forjado se calentaron hasta más de 1000 °C (Figura 7.31). Sin embargo, las vigas de acero protegidas se calentaron en general hasta unos 550 °C (Figura 7.32), salvo una de las vigas secundarias protegidas en el extremo, que estaba bastante más caliente que todas las demás vigas protegidas, sin duda porque la protección contra el fuego resultó defectuosa durante el ensayo (Figura 7.33).

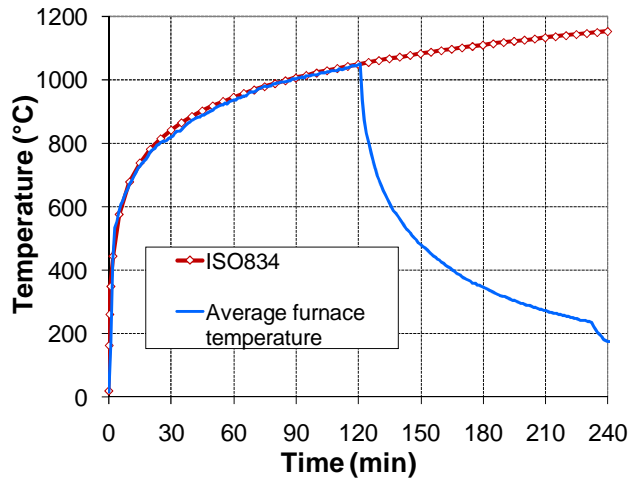


Figura 7.30 Temperatura de la estufa frente a la curva de fuego ISO

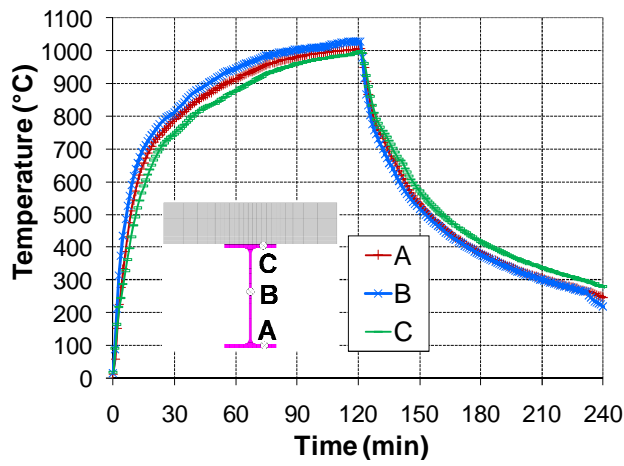


Figura 7.31 Calentamiento de vigas secundarias sin proteger

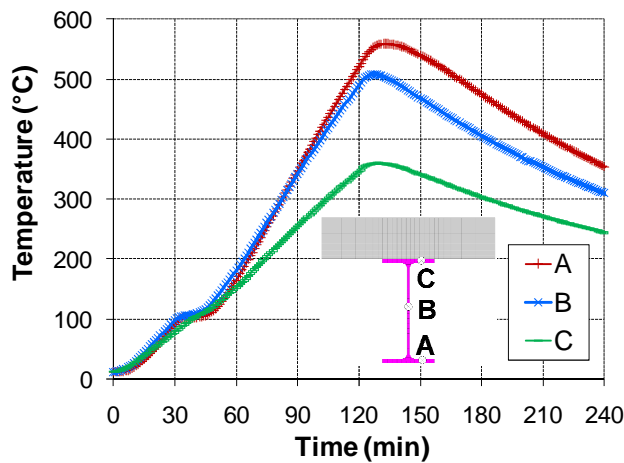


Figura 7.32 Calentamiento de vigas principales protegidas

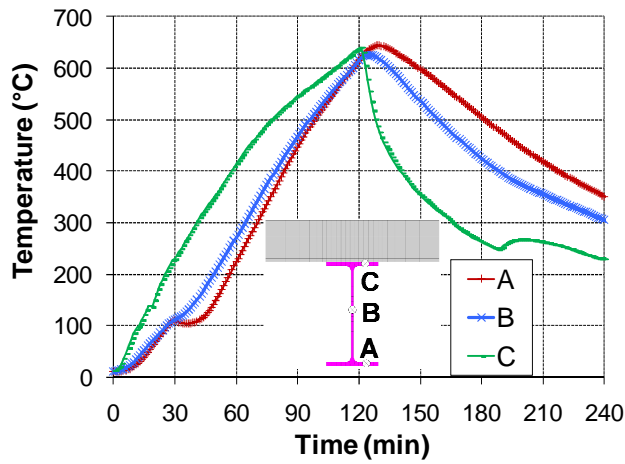


Figura 7.33 Calentamiento de viga de extremo derrumbada

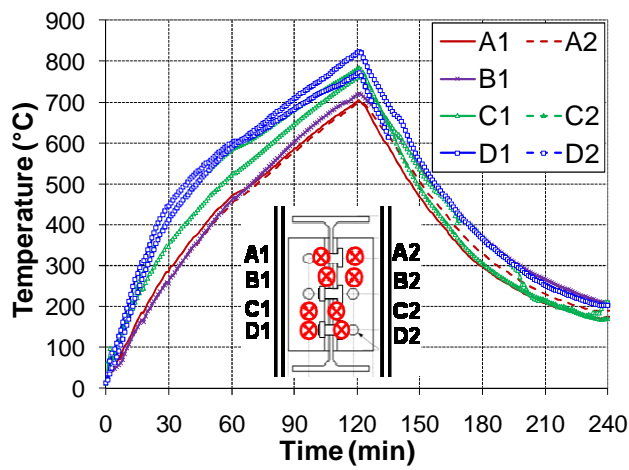


Figura 7.34 Calentamiento de viga de extremo derrumbada

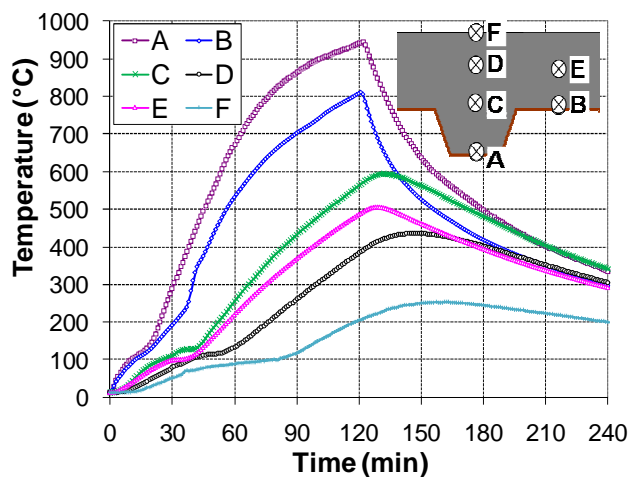
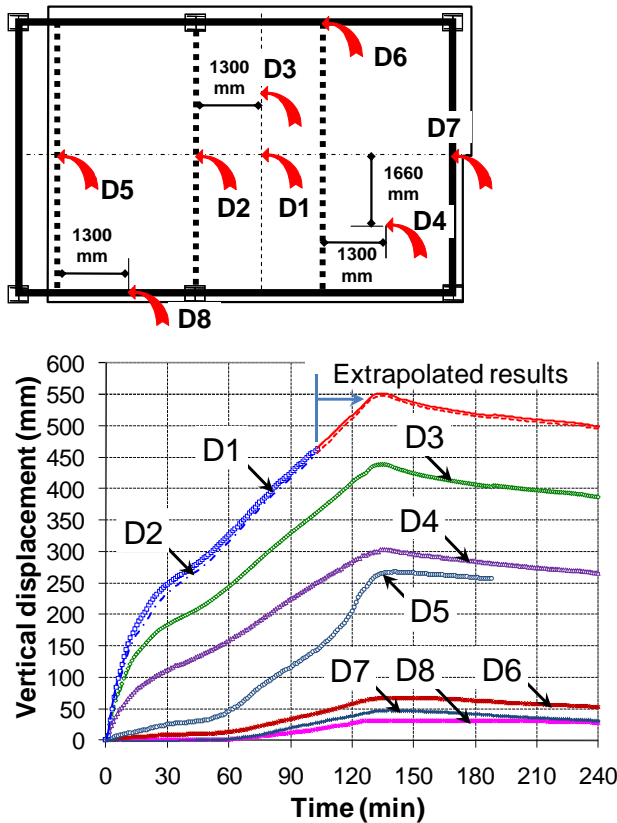


Figura 7.35 Calentamiento de viga de extremo derrumbada



**Figura 7.36** Desplazamientos verticales del forjado medidos durante el ensayo

Puesto que las juntas de acero de este ensayo no se encontraban totalmente protegidas, se calentaron algunos pernos de éstas hasta más de 800 °C (Figura 7.34). De la medición de temperatura en la losa colaborante durante el ensayo se puede ver que las temperaturas máximas a 5 mm del lugar expuesto de la losa colaborante, fueron de unos 950 °C (Figura 7.35), y se calentó el mallazo de acero de armadura a unos 500 °C. Es más, la temperatura medida en la parte sin exponer de la losa colaborante fue superior a los 200 °C después de más de 120 minutos de exposición al fuego, tiempo que se encuentra fuera de los criterios de aislamiento.

Durante el ensayo, se detuvo el fuego cuando se observó que una viga de extremo se derrumbaba después de unos 120 minutos (ver D6 en la figura 7.36). En lo que se refiere a la desviación global del forjado, ésta aumentó significativamente al comienzo hasta 30 minutos de fuego, decelerándose después. Después de 120 minutos del fuego estándar ISO, la desviación total del suelo sería superior a 500 mm. Una vez detenido el calentamiento, siguió aumentando la desviación (flecha) del suelo durante un tiempo (unos 15 minutos) antes de disminuir lenta y definitivamente. Finalmente, la recuperación de la flecha del forjado fue de unos 100 mm.

### 7.3.4 Observación de los ensayos de fuego

De la observación de la flecha global medida en el suelo, se ve que aumentaba muy posiblemente a más de 500 mm después de 120 minutos. No obstante, el forjado se seguía comportando muy bien, y no había señal de fallo en la parte central del mismo. De hecho, el fuego se detuvo por una desviación excesiva de la viga de extremo secundaria que se calentó en su mayor parte (Figura 7.37). Una observación más estrecha de esta viga de extremo revela que se produjo un aplastamiento importante del hormigón en la parte de su luz central, lo que quiere decir que esta viga estaba, realmente, colapsando. Sin embargo, este fallo no

llevó al colapso de todo el forjado debido, al parecer, a la redistribución de la carga por el efecto membrana (ver Figura 7.38).

Se observa un pandeo local de las vigas de acero centrales junto a las juntas en su ala y entramado menores (ver Figura 7.39). Sin embargo, la característica más remarcable de este ensayo con respecto a las juntas de acero, es que funcionaron muy bien tanto en la fase de calentamiento como en la de enfriamiento. Asimismo, no se puede ver pandeo local alguno en las vigas secundarias sin protección unidas a las vigas principales de acero por la junta (Figura 7.40). Además, no se observa fallo alguno de las uniones de extremo entre la losa de hormigón y los elementos de acero.



**Figura 7.37** Colapso de viga de extremo



**Figura 7.38** Forjado ensayado durante y después del fuego





**Figura 7.39** Pandeo local de vigas secundarias sin protección conectadas al pilar



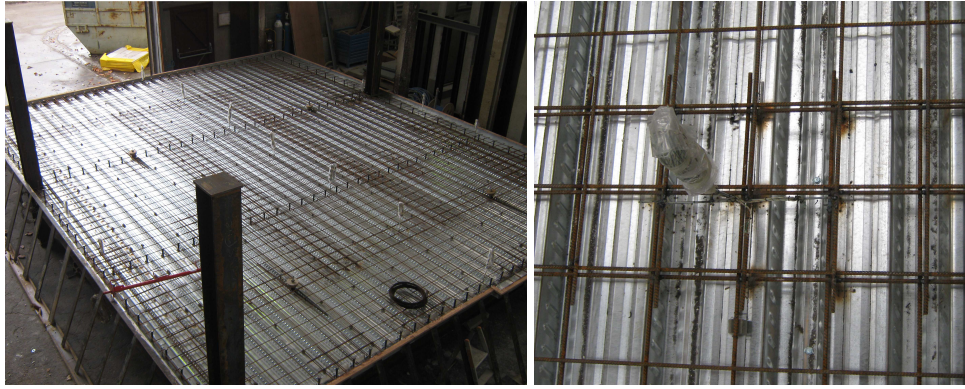
**Figura 7.40** Sin pandeo local de las vigas secundarias sin protección conectadas a las vigas principales



**Figura 7.41** Agrietamiento del hormigón en las zonas de esquina del forjado



**Figura 7.42** Agrietamiento del hormigón en torno a los pilares centrales



**Figura 7.43** *Superposición del mallazo de acero de armadura en losa colaborante*

Otra característica importante que se debe mencionar aquí es el agrietamiento del forjado colaborante alrededor de los pilares, que podría tener una influencia directa en el rendimiento del forjado ante el fuego. Los resultados principales observados a este respecto son los siguientes:

- En lo que se refiere al agrietamiento del hormigón en las piezas de las esquinas del forjado, éste fue pequeño y sin impacto negativo alguno sobre los criterios de integridad (ver Figura 7.41).
- En lo que se refiere al agrietamiento del hormigón alrededor de los pilares centrales, la desviación importante de la viga sin protección de abajo creó un gran movimiento de la losa hacia el interior, pudiendo darse un posible impacto negativo en los criterios de integridad por la apertura de una grieta en la parte frontal del pilar (ver Figura 7.42).
- No se produjo grieta significativa alguna de la losa de hormigón en la parte central del forjado, lo que quiere decir que el mallazo de acero de armado se comportó inadecuadamente ante el efecto membrana, incluso con un calentamiento de hasta 500 °C. Este excelente comportamiento fue, sin duda, por el correcto solapamiento del mallazo de acero de armadura (ver Figura 7.43).
- El aspecto constructivo de instalar mallazo de acero de armadura tras los puntales de las vigas de extremo ha demostrado ser muy eficaz en el caso del efecto membrana de un forjado colaborante, lo que aportaría unos límites laterales beneficiosos a la losa de forjado.
- La capacidad portante de carga residual del forjado sigue siendo adecuada, y es lo suficientemente importante a pesar de la flecha significativa del forjado.



## 7.4 Ensayo de fuego a gran escala de un forjado colaborante con vigas alveolares de acero de gran luz

### 7.4.1 Muestra ensayada

La muestra sometida a ensayo consistía en una placa de forjado de 9,6 m x 15,6 m soportada sobre una estructura de acero con luz de 9 m x 15 m entre cuatro pilares de esquina ((Figure 7.1). Las vigas alveolares se colocaron en las cuadrículas 1, 4, B, C y D como vigas estructurales primarias y secundarias (Figure 7.2). La dimensión de las vigas se muestra en Figure 7.2 y Figure 7.3. Las vigas secundarias desprotegidas 4 y 5 presentaban a su vez una abertura alargada en el centro de la luz.



Figure 7.1 : Sector de ensayo con largas vigas alveolares desprotegidas

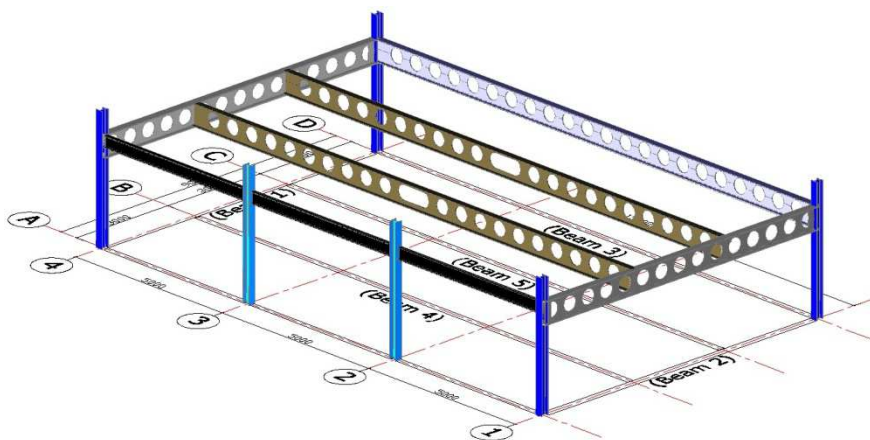
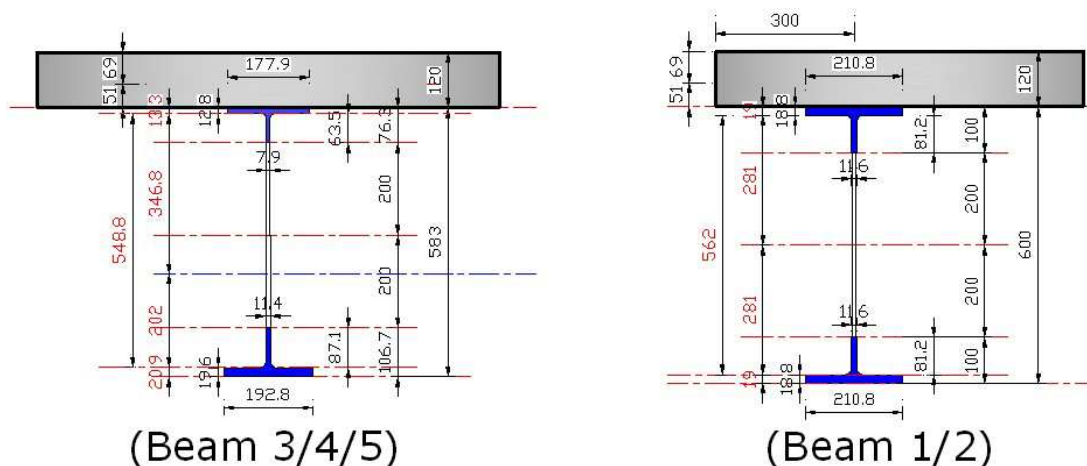


Figure 7.2 : Configuración estructural del acero



**Figure 7.3** : Información de detalle de las secciones de acero.

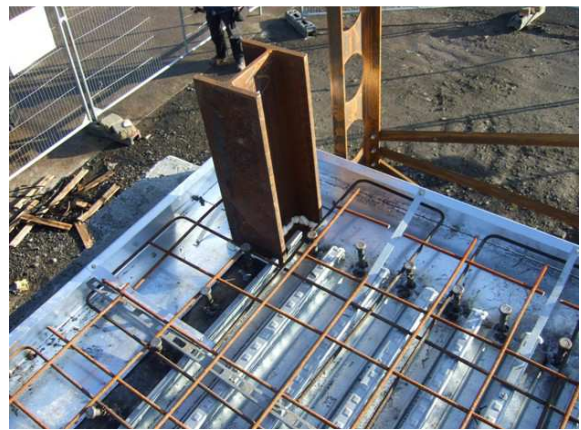
El sector cerrado era de 9,2 m x 15,6 m con una altura interna entre el forjado y el soffito de 2,88 m. Las paredes exteriores se construyeron con ladrillo de 7N/mm<sup>2</sup>, dejando tres aberturas de 1,5 m x 3 m cada una. Las paredes circundantes al sector a lo largo de las líneas de cuadrícula 1, 4 y D no estaban fijadas al forjado en su parte superior, lo que permitía el movimiento vertical de la placa de forjado entre estos límites. La fachada frontal, con aberturas, se construyó de modo que la pared se extendía hasta el lado inferior de la viga sólida a lo largo de la línea de cuadrícula A, impidiendo la deformación vertical de la viga en esta línea de cuadrícula. La estructura estaba arriostrada en dirección horizontal en las siguientes posiciones: Pilar A1 arriostrada en ambas direcciones laterales; Pilar 4B arriostramiento lateral paralelo a la línea de cuadrícula R; Pilar D1 arriostramiento lateral paralelo a la línea de cuadrícula D. Se conseguía el arriostramiento mediante un CHS diagonal.

Todos los pilares, así como la viga sólida a lo largo de la línea de cuadrícula A, estaban protegidos mediante paneles comerciales contra incendios de 20 mm de grosor con un tiempo medio de resistencia al fuego de 2 horas. Las vigas alveolares perimetrales en las líneas de cuadrícula 1, 4 y D estaban protegidas con fibra cerámica (ver Figura 7.47) que a su vez proporcionaba una resistencia al fuego estándar durante 2 horas. La protección contra incendios se realizó por un proveedor homologado de acuerdo a las especificaciones del fabricante. También se utilizaron paneles de yeso de 15 mm de grosor para cubrir la cara interna de los muros exteriores para reducir la pérdida de calor a través del ladrillo (Figura 7.47).



**Figure 7.4** : *Protección con fibra y paneles de yeso del interior del sector*

El forjado colaborante de hormigón tenía 120 mm de grosor y comprendía una cubierta de acero Holorib de 1 mm de grosor y 51 mm de profundidad (HR51/150), hormigón de peso normal y refuerzo de malla de acero. La cubierta de acero en cola de milano tenía una resistencia a tracción de  $327\text{N/mm}^2$ . La armadura de hierro soldado A393 (Figure 7.5) estaba compuesta por barras corrugadas de 10 mm de diámetro en centros de 200 mm con un límite elástico nominal de  $500\text{N/mm}^2$ , determinado mediante el método de Bailey [3] basado en el cálculo de la curva paramétrica de fuego. La armadura contaba con una longitud de solape mínima de 400 mm y estaba recubierta de hormigón de 40 mm de grosor. El diseño de la mezcla de hormigón (para  $1\text{ m}^3$ ) incluía: 320 kg de OPC, 918 kg de caliza de 10 mm, 691 kg de arena gruesa, 380 kg de caliza de 6 mm, 30 kg de aguas grises (recicladas) y 142 kg de agua fría (de red). No se añadieron aditivos o aireantes a la mezcla. El valor promedio de la resistencia a la compresión del cubo de hormigón en la fecha de ensayo fue de  $50\text{N/mm}^2$ .



**Figure 7.5** : *Armadura y cubierta de acero previas al hormigonado*

Se consiguió una interacción completa entre el forjado y las vigas mediante conectores de cortante de 19 mm de diámetro y 95 mm de altura, colocados cada 200 mm entre centros a lo largo de las vigas. La necesidad de refuerzo con barras en U alrededor del perímetro del forjado (como se muestra en la Figure 7.5) no es un requisito especial para el diseño de protección frente al fuego, sino que se precisó para asegurar un detalle de refuerzo adecuado para el diseño ambiental. Las barras en U de 10 mm de diámetro se colocaron con una cubierta de 30 mm en el borde del forjado tal y como se muestra en la Figure 7.5.



## 7.4.2 Cargas de diseño

La carga de diseño se basó en una carga útil característica de  $3,5 \text{ kN/m}^2$ , una carga de tabique de  $1,0 \text{ kN/m}^2$  y una carga de servicios y acabados de  $0,5 \text{ kN/m}^2$ . Los factores de carga parcial utilizados en el límite de incendio (FLS) se corresponden con los valores indicados en la norma EN1990 para edificios de oficinas. La carga aplicada resultante fue de  $3,25 \text{ kN/m}^2$  tal y como se muestra en la Table 7.1.

**Table 7.1** : Cargas de diseño

Descripción	Carga característica ( $\text{kN/m}^2$ )	Factor de carga en el FLS	Carga de diseño en el FLS $\text{kN/m}^2$
Tabique	1,0	1,0	1,0
Servicios y Acabados	0,5	1,0	0,5
Carga útil	3,5	0,5	1,75
		<b>Total</b>	<b>3,25</b>

La carga aplicada consistió en 44 sacos de arena (de 1 tonelada cada una), distribuidos uniformemente sobre la placa de forjado, tal y como se muestra en la Figure 7.6, con un valor de carga final de  $3,25 \text{ kN/m}^2$ . El peso del propio forjado, de 120 mm de espesor, era de  $2,90 \text{ kN/m}^2$ , con lo que la carga total era de  $6,15 \text{ kN/m}^2$ .



**Figure 7.6** : (a) Carga estática vertical, (b) Piletas de madera utilizadas como carga de fuego

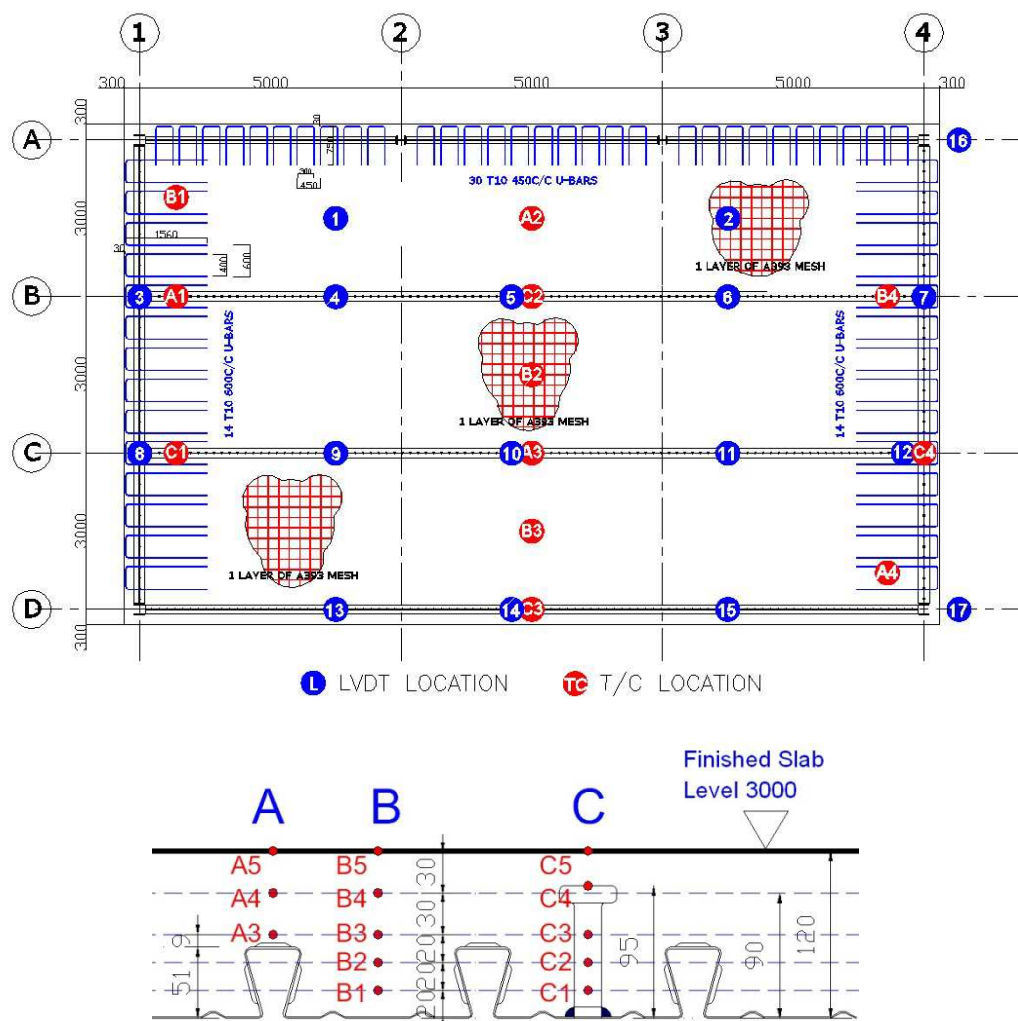
## 7.4.3 Diseño del fuego

Se diseñó el fuego natural utilizando las curvas paramétricas tiempo-temperatura indicadas en el Anexo A de la norma EN1991-1-2 y el software OZone. La carga de fuego consistió en 45 piletas estándar de madera de  $1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$  y  $0,5 \text{ m}$  de altura, construidas utilizando listones de madera de  $50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}$  distribuidos uniformemente alrededor de la sección (Figure 7.6b). La carga de fuego era equivalente a  $40 \text{ kg}$  de madera por  $\text{m}^2$  de superficie de forjado. Suponiendo un poder calorífico de  $17,5 \text{ MJ/kg}$  de madera, la densidad de carga de fuego en el sector ensayado fue de  $700 \text{ MJ/m}^2$ . La carga de fuego empleada era

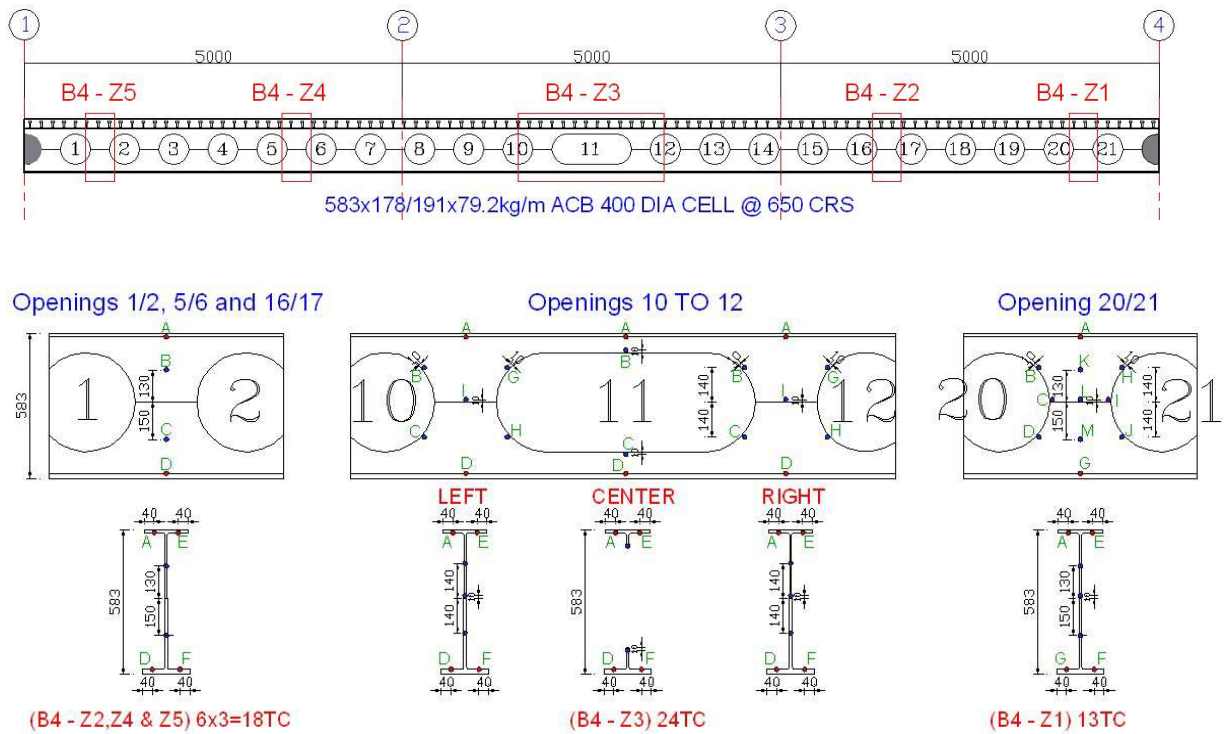
ligeramente superior a la carga de fuego para diseño de oficinas de 511 MJ/m<sup>2</sup> (percentil 80%) indicada en la norma EN1991-1-2. Cada piletta de madera estaba conectada con la vecina mediante una sección de canal de acero dulce que contenía un cartón de fibra porosa. Aproximadamente 30 minutos antes de la ignición, se vertieron 20 litros de parafina en los canales para asegurar un rápido desarrollo de fuego en el sector.

#### 7.4.4 Instrumentación

Se colocaron numerosos dispositivos por todo el sector para medir la temperatura atmosférica, la distribución de temperatura por todo el forjado colaborante, la temperatura de las vigas alveolares protegidas y desprotegidas y los desplazamientos verticales y horizontales. La localización de las mediciones se muestra en la Figure 7.7 y la Figure 7.8. Se construyó una estructura de acero independiente alrededor del sector para crear una estructura exterior de referencia, que permitía una medición correcta de los desplazamientos verticales y horizontales. Se utilizaron un total de 350 termopares para monitorizar la temperatura, así como 17 transductores para medir los diversos desplazamientos. Los transductores se colocaron en una estructura de acero exterior independiente alrededor del sector y se aislaron, en caso de necesidad, para asegurar la eliminación del efecto del calor en los transductores.



**Figure 7.7** : Localización de las posiciones de medida de deformación y temperatura en el forjado.



**Figure 7.8** : Ubicación de termopares en la Viga desprotegida 4 (línea de cuadrícula B)

### 7.4.5 Deformación de viga/forjado

La deformación frente al fuego de las vigas mixtas de acero desprotegidas sin restricciones axiales (Figure 7.9) se compone mayormente de curvatura térmica y deformación mecánica. La deformación debida a la curvatura térmica está provocada por la distribución no uniforme de la temperatura por toda la viga de acero y el forjado colaborante conectado. La deformación mecánica es debida a la disminución de la rigidez y resistencia del material estructural a medida que aumenta la temperatura. A bajas temperaturas (inferiores a 400 °C) la deformación de la viga se debe a la curvatura térmica, mientras que a temperaturas elevadas, la deformación mecánica es la predominante y provoca una deformación más rápida.



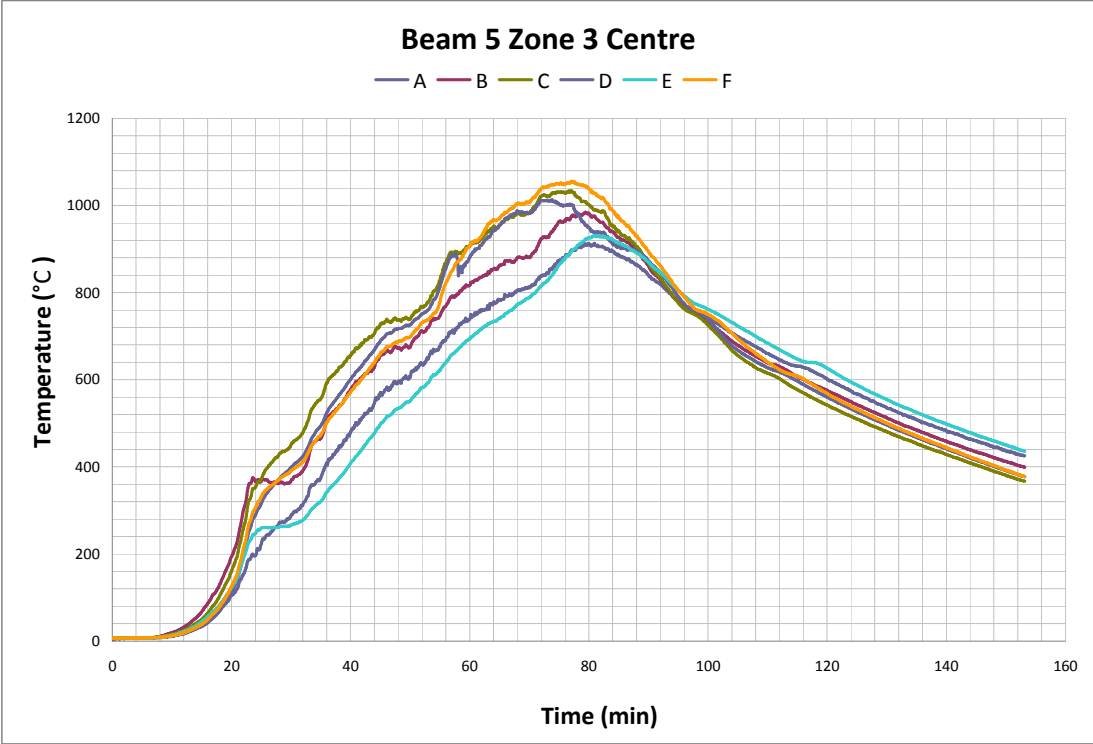
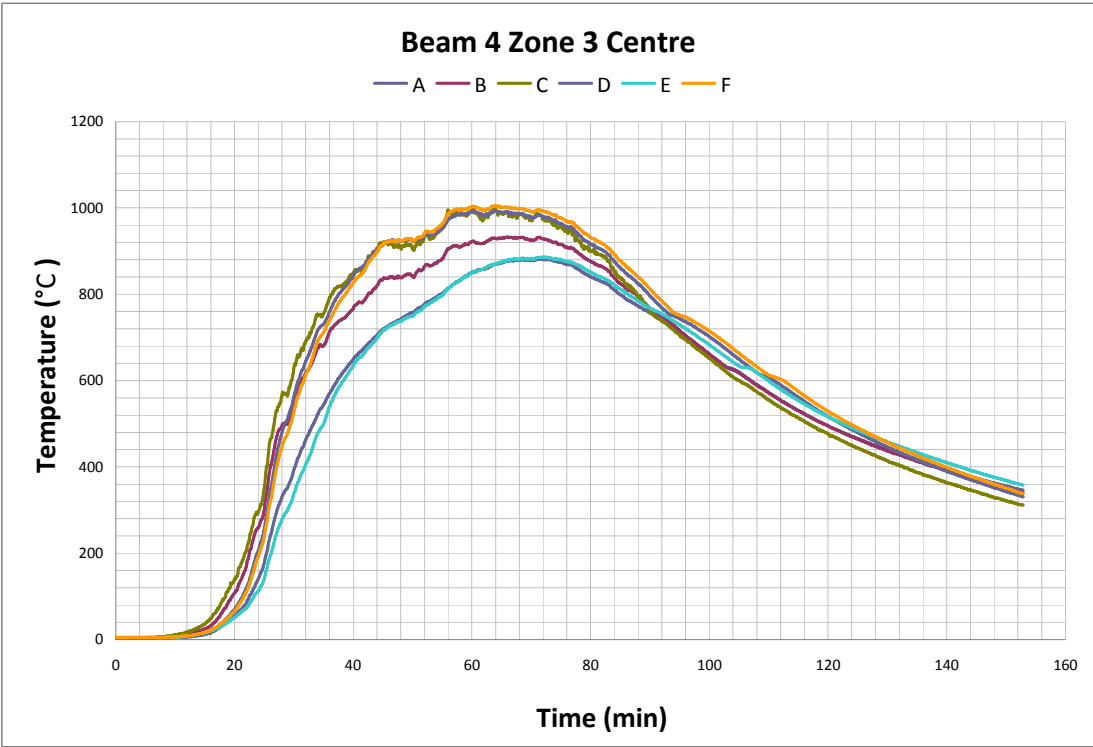


**Figure 7.9** : *Desarrollo de fuego en el sector*



**Figure 7.10** : *Deformación del forjado/vigas desprotegidas posterior al incendio*

La máxima temperatura registrada en el acero, de 1053 °C, se consiguió tras 77 minutos en la luz central de las vigas 4 y 5 (Figure 7.11). La T máxima se detectó en la parte inferior bajo la abertura alargada. La Figure 7.12 muestra la distribución de la temperatura en la parte crítica de las vigas alveolares desprotegidas. Cabe destacar que la temperatura no era uniforme en el entramado a pesar de que las vigas estaban desprotegidas y de la larga duración del fuego. Como era de esperar, la temperatura del ala superior de las vigas era inferior por el efecto sumidero de calor de la losa de hormigón de soporte. A la máxima temperatura de 1053 °C el acero pierde el 97% de su resistencia y rigidez y contribuye poco a la capacidad de soporte de carga del sistema de forjado.



**Figure 7.11** : Temperaturas registradas en la luz central de las vigas desprotegidas





Openings 10 TO 12 (B5 -Z3)

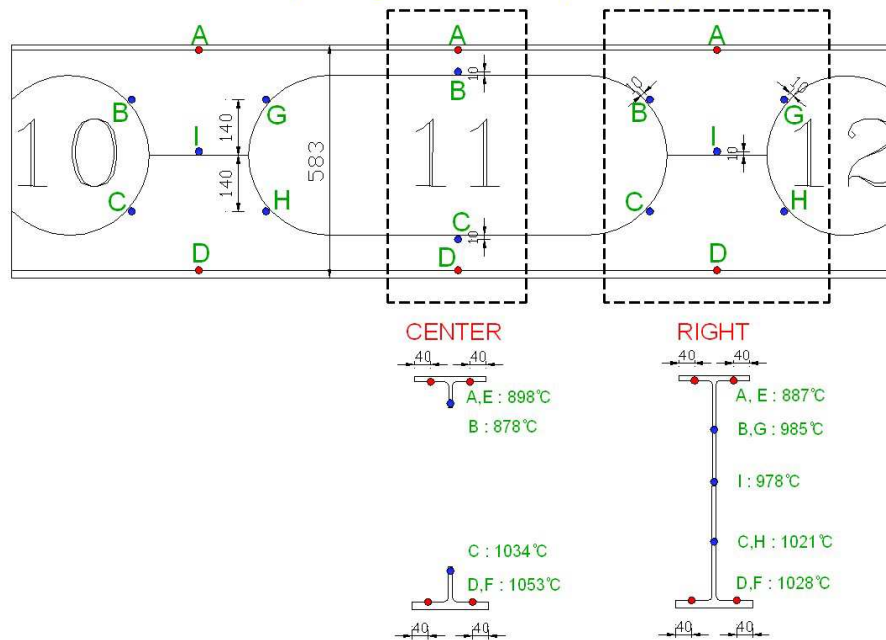


Figure 7.12 : Temperaturas máximas registradas en las vigas desprotegidas

A medida que aumentaba la temperatura en las vigas alveolares desprotegidas (Figure 7.10) se observaba que el pandeo del entramado ocurría al comienzo. La acción combinada entre las vigas alveolares y el forjado prevenía la torsión de la viga en su totalidad. La tendencia al desplazamiento lateral del ala inferior provocaba la flexión del entramado de la viga, consiguiendo un pandeo distorsionado general tal y como se muestra en la Figure 7.10. En esta fase, la temperatura del acero desprotegido era de uno 800 °C y sólo se consideraba que el ala superior proporcionaba soporte al forjado al actuar como catenaria (Figure 7.10). La temperatura de la armadura colocada por encima de las vigas alcanzaba un máximo de 375 °C a los 95 minutos, tal y como muestra la Figure 7.13, que era adecuada para las fases de enfriamiento del fuego. La Figure 7.14 muestra la máxima temperatura registrada en la armadura entre las vigas, donde nuevamente la máxima temperatura se detectó en las fases de enfriamiento del fuego. La temperatura del forjado de hormigón sigue subiendo tras la máxima temperatura atmosférica, registrada a los 75 minutos. Las temperaturas registradas en los conectores de cortante se muestran en la Figure 7.14, donde la temperatura máxima alcanzada fue de 585 °C. Aunque la temperatura en el conector de cortante es alta, el

esfuerzo cortante horizontal requerido es menor a medida que la temperatura de las vigas desprotegidas aumenta y pierden resistencia y rigidez. No había signo de pérdida de la acción colaborante de las vigas, por lo que los conectores de cortante realizaban su función y mantenían la acción colaborante entre el hormigón y las vigas durante todo el ensayo.

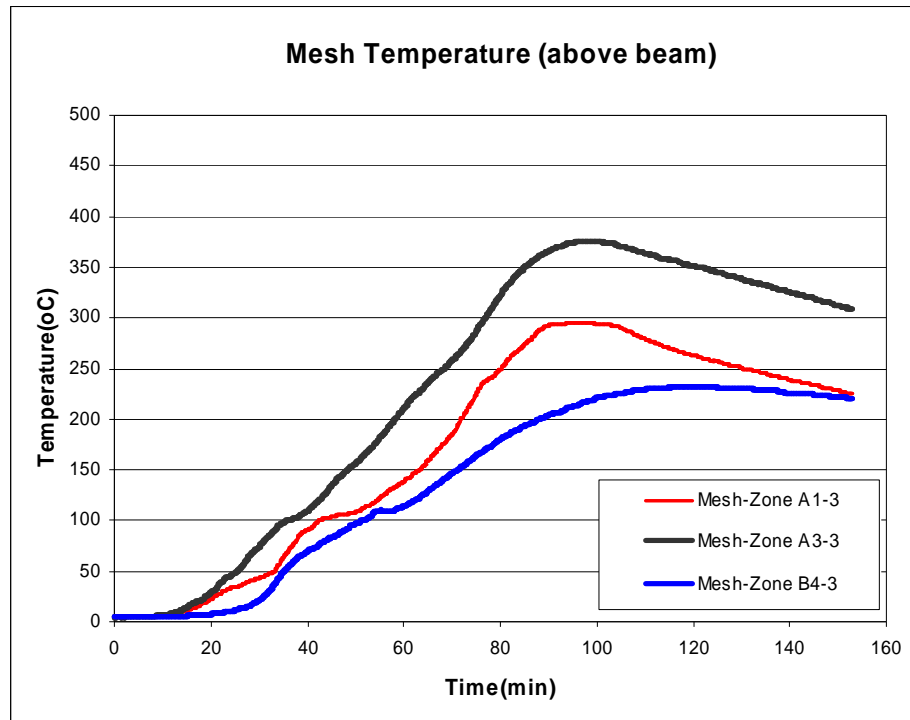
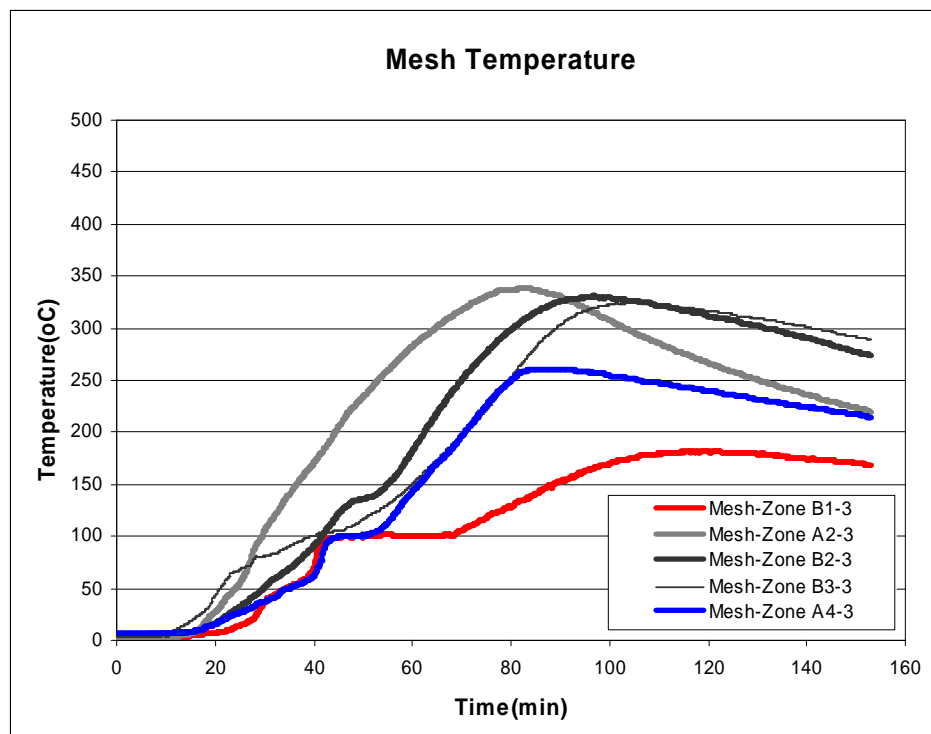
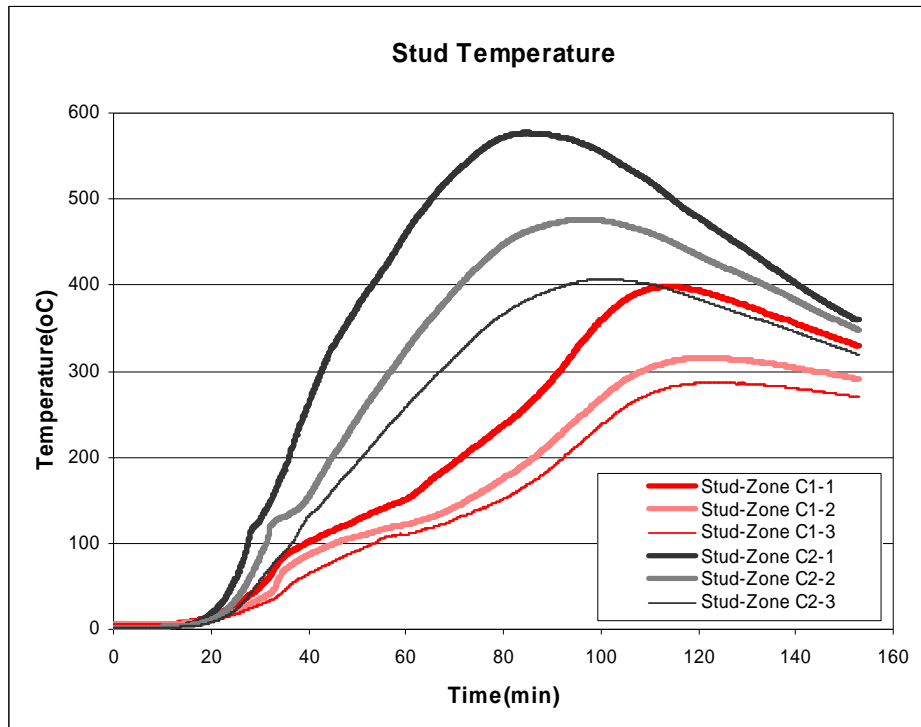


Figure 7.13 : Temperaturas registradas en la malla por encima de las vigas

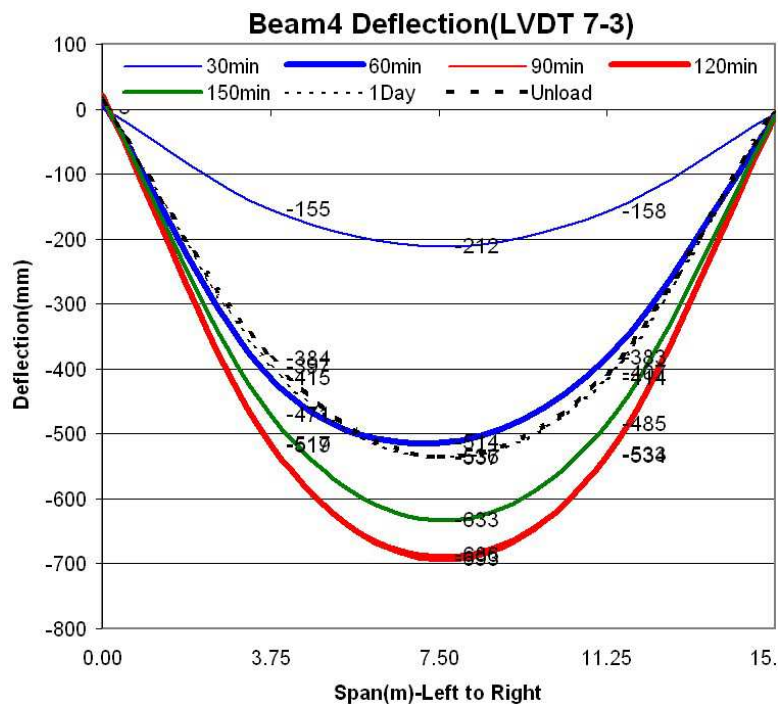


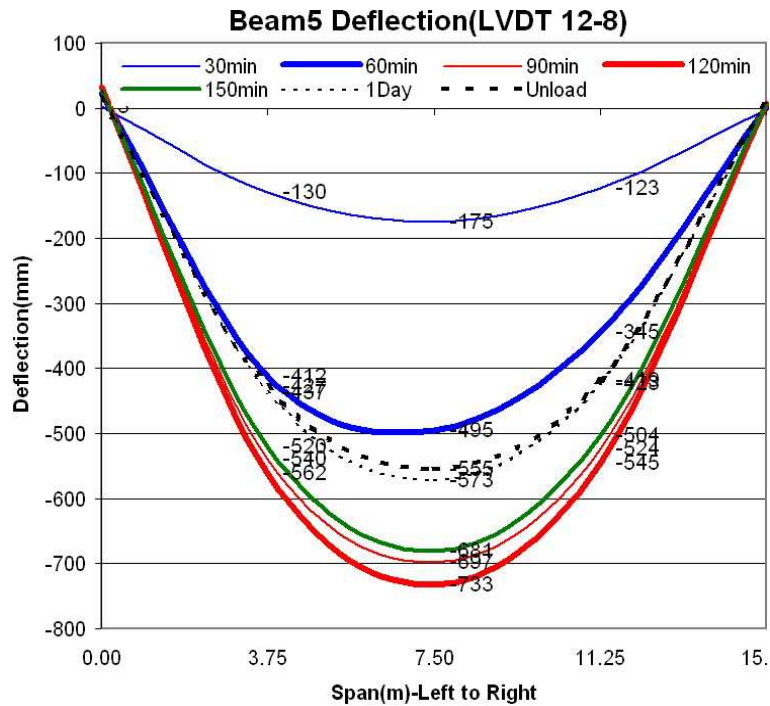
**Figure 7.14** : Temperaturas registradas en la malla situada entre las vigas



**Figure 7.15** : Temperaturas registradas en los conectores de cortante

La deformación máxima registrada en el forjado fue de 783 mm, detectada a los 112 minutos (Figure 7.16, que es un valor adecuado para la fase de enfriamiento del fuego. La Figure 7.16 muestra la curva de tiempo/desplazamiento de las Vigas 4 y 5 durante el ensayo y un día posterior al mismo. La Figure 7.16 también muestra la deformación al cabo de un mes una vez retirados los sacos de arena.





**Figure 7.16** : Perfil de deformación registrado en el forjado/viga

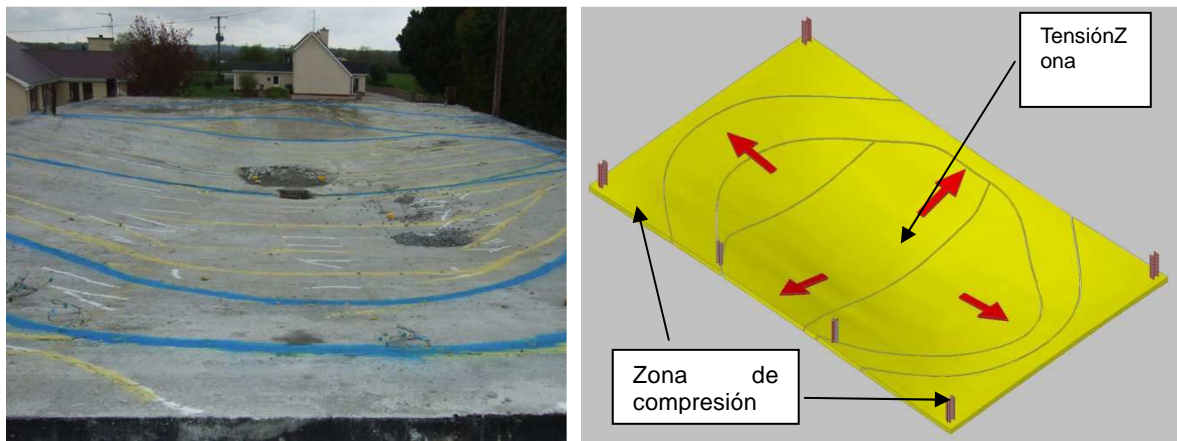
El perfil de deformación del forjado, junto a la acción colaborante entre las vigas y el forjado, provocaron la rotación del ala superior de la viga de acero. Esto dio lugar a un momento secundario en la sección de la viga, junto a un esfuerzo cortante vertical, causando una pandeo distorsional en las vigas alveolares que provocaba el movimiento lateral de la unión inferior fuera de su plano original. En esta fase la carga estaba fundamentalmente soportada por el efecto membrana del forjado, de acuerdo a los principios básicos sugeridos en el método de diseño Bailey.

Se puede observar que las vigas alveolares desprotegidas entraron en acción catenaria, tan sólo con la unión superior contribuyendo a soportar la carga. El pandeo de los postes de entramado, que habitualmente es frecuente en ensayos de fuego aislados a pequeña escala, se producía alrededor de la primera abertura de la viga donde los desplazamientos totales están restringidos.

#### 7.4.6 Efecto membrana en forjados

La cubierta de acero alcanzó temperaturas superiores a 900 °C y se detectó que se había separado del hormigón en la mayor parte de las zonas. A la temperatura de 900 °C la cubierta había perdido el 94% de su resistencia y, por tanto y junto a su separación, su contribución a la resistencia total de la losa de forjado en el momento de mayor intensidad del fuego era escasa. Esto está de acuerdo con la teoría de diseño de Bailey donde la contribución de la cubierta de acero se descarta en el cálculo de la capacidad de carga del forjado. Sin embargo, hay que destacar que la cubierta de acero aporta un efecto beneficioso al reducir las consecuencias de cualquier desprendimiento puesto que asegura que cualquier hormigón desconchado o fragmentado permanezca en su lugar, siempre que la cubierta no se separe significativamente y deje un espacio importante con el hormigón. Durante el ensayo se

produjo una grieta considerable a lo largo de la luz corta del forjado (Figure 7.17) conforme a las observaciones del efecto membrana en el ensayo anterior.



**Figure 7.17** . Patrón de agrietamiento que muestra el comportamiento del forjado

La losa de hormigón soportada no presentaba restricciones horizontales alrededor de su perímetro y las vigas perimetrales protegidas de soporte mantenían su capacidad de carga y estaban sometidas a pequeños desplazamientos verticales. Esto permitió que se manifestara el efecto membrana con las tensiones en plano en la parte central del forjado transformándose en fuerzas de tensión y de compresión en plano en equilibrio en el forjado alrededor de su perímetro (Figure 7.17). El comportamiento es similar al de una rueda de bicicleta: los radios son el efecto membrana de tracción y la llanta el efecto membrana de compresión.

#### 7.4.7 Conclusiones

El forjado tuvo un comportamiento excelente para soportar la carga aplicada durante el ensayo y destacó la resistencia propia del sistema debido al efecto membrana del panel de forjado. Teniendo en cuenta los datos recabados, se demostró que el refuerzo en la región central del forjado estaba sometido a una fuerza de tracción que formaba una malla de tracción con una parábola elíptica y anclada mediante un anillo de compresión del hormigón formado alrededor del perímetro del forjado. Debido al efecto membrana, no se precisa de vigas secundarias para soportar el forjado en condiciones de fuego, por lo que dichas vigas se pueden dejar desprotegidas.

En cuanto al comportamiento de las vigas alveolares desprotegidas, se puede concluir lo siguiente:

- Debido a la acción colaborante combinada de las vigas alveolares de soporte y el forjado, el pandeo distorsional de las vigas alveolares era el principal motivo del fallo estructural más que el pandeo de los postes de entramado o el mecanismo de Vierendeel habitualmente observado en los ensayos de fuego a pequeña escala sobre vigas alveolares.

- Desde que se producía la distorsión y el pandeo, tan sólo la unión superior de las vigas alveolares contribuía a la capacidad de carga de la placa de forjado mediante acción catenaria.
- Las vigas alveolares no afectaban al efecto membrana del forjado, que mantenía el clásico comportamiento indicado en el método de diseño de Bailey y soportaba la carga durante el ensayo.

El muro de albañilería que formaba los límites del sector mantuvo su integridad a pesar del importante gradiente térmico a través del muro y la significativa deformación lateral. Además, todas las conexiones (aunque protegidas) tuvieron un buen comportamiento sin ningún tipo de fallo.

## 8 ESTUDIOS NUMÉRICOS PARAMÉTRICOS

### 8.1 Alcance

El ensayo de resistencia al fuego estándar a escala completa ha demostrado una vez más el excelente rendimiento del sistema de forjados colaborante gracias al efecto de membrana disponible en la losa, como contemplan y describen Bailey y Moore<sup>(12,13)</sup>. No obstante, sigue siendo necesario ampliar la verificación del método de cálculo simplificado a su terreno completo de aplicación. Con el conocimiento actual de ingeniería de seguridad contra incendios, se puede realizar una verificación de estas características por medio de un estudio paramétrico numérico basado en modelos de cálculo avanzados en los que se pueden comprobar fácilmente varias características específicas, como el límite de flecha del forjado y el alargamiento del acero de armado. Sin embargo, antes de llevar a cabo el estudio paramétrico de este proyecto, tuvo que validarse el modelo numérico avanzado frente al ensayo de fuego.

### 8.2 Verificación del modelo numérico de ANSYS con el ensayo FRACOF

#### 8.2.1 Aspectos generales

Para poder aportar un modelo numérico válido para simular el comportamiento ante el fuego de forjados colaborantes, se realizó una investigación numérica del ensayo a escala completa descrito en la Sección 7, utilizando el paquete informático de software ANSYS. El modelo numérico se componía de dos partes diferentes: una para el análisis de la transferencia de calor, y la otra, para el análisis estructural.

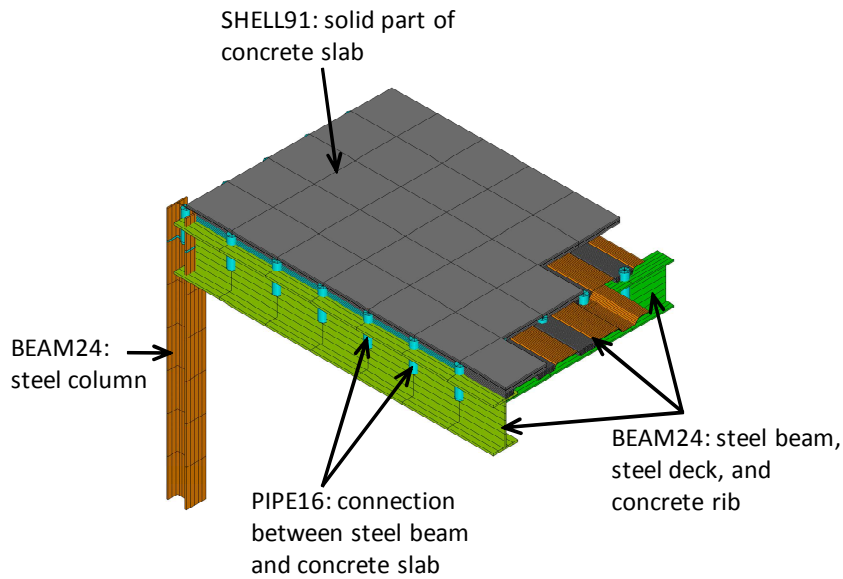
#### 8.2.2 Análisis estructural

El análisis estructural se basaba en un modelo estructural híbrido que tenía en cuenta las vigas de acero; chapa de acero, nervadura de hormigón y mallazo de acero de armadura (ver 0). En este modelo estructural se utilizaron tres tipos de elementos finitos:

- Elemento de línea no lineal en 3D - BEAM24,
- Elemento exterior de capa múltiple no lineal en 3D - SHELL91
- Elemento de línea lineal en 3D - PIPE16.

El forjado colaborante estaba formado por elementos exteriores para la parte sólida de la losa mixta, y por mallazo de acero de armadura. Se utilizaron elementos viga-pilar para los elementos de acero, la chapa de acero y las nervaduras de la losa mixta. Se utilizaron elementos de enlace para la conexión total a cortante entre las vigas de acero y la losa colaborante.

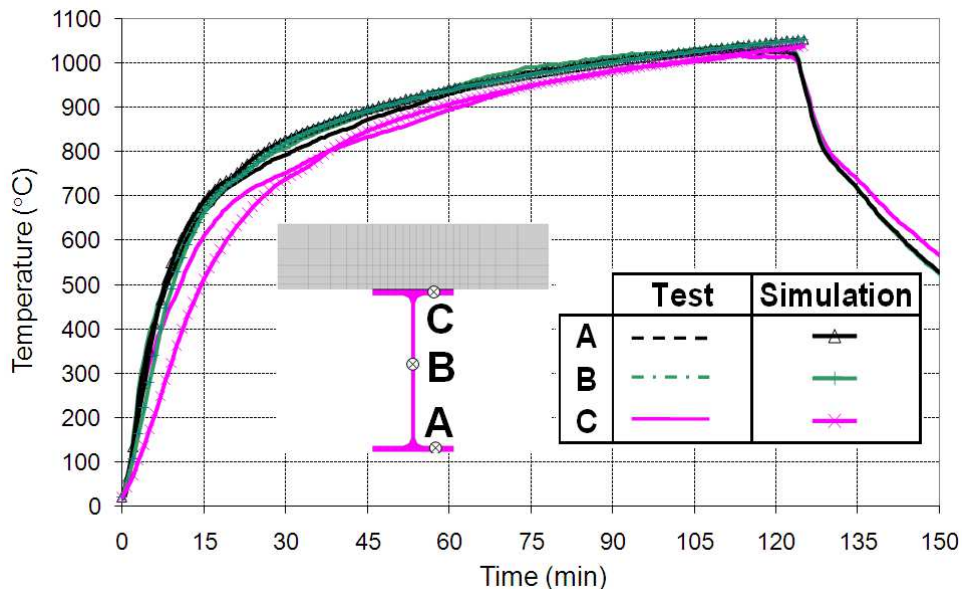




**Figura 8.1** *Detalle de la modelización estructural*

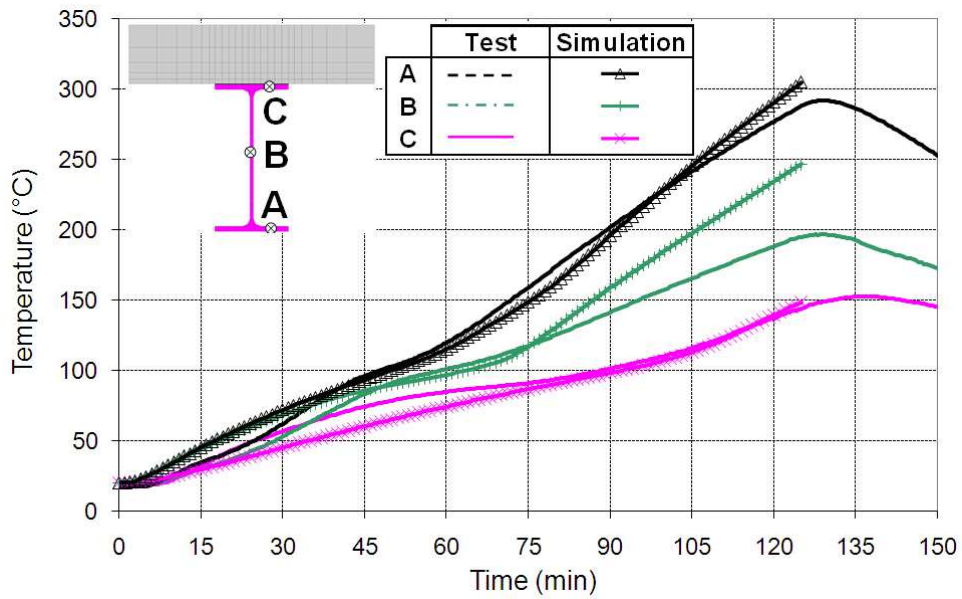
### 8.2.3 Análisis de la transferencia de calor

En el análisis de la transferencia de calor, se predijo que se iban a calentar los elementos estructurales con la ayuda de modelos en 2D, utilizando la sección transversal típica de cada elemento estructural. Puesto que la validación del modelo numérico afecta principalmente al comportamiento estructural, las propiedades térmicas del material de aislamiento se ajustaron para simular el calentamiento de los elementos de acero con protección, que se registró durante el ensayo del fuego. En el caso de los elementos de acero y hormigón, sus propiedades térmicas son las indicadas en EN1994-1-2<sup>(33)</sup>. Se puede ver una comparativa de las temperaturas calculadas con las temperaturas de ensayo de los diferentes elementos estructurales de 0 a 0.

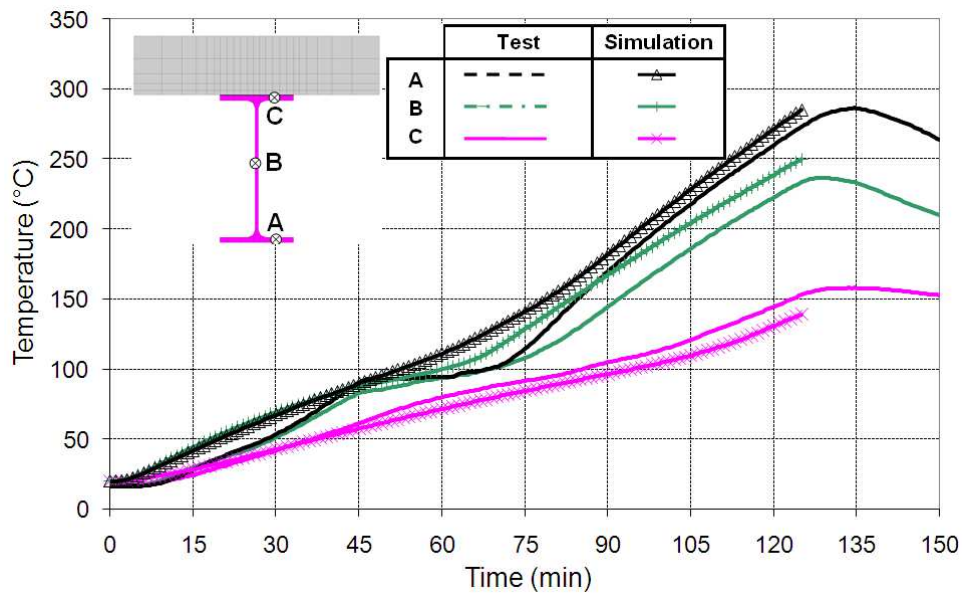


**Figura 8.2** *Comparación de temperaturas entre el ensayo y el cálculo numérico - vigas de acero sin protección*

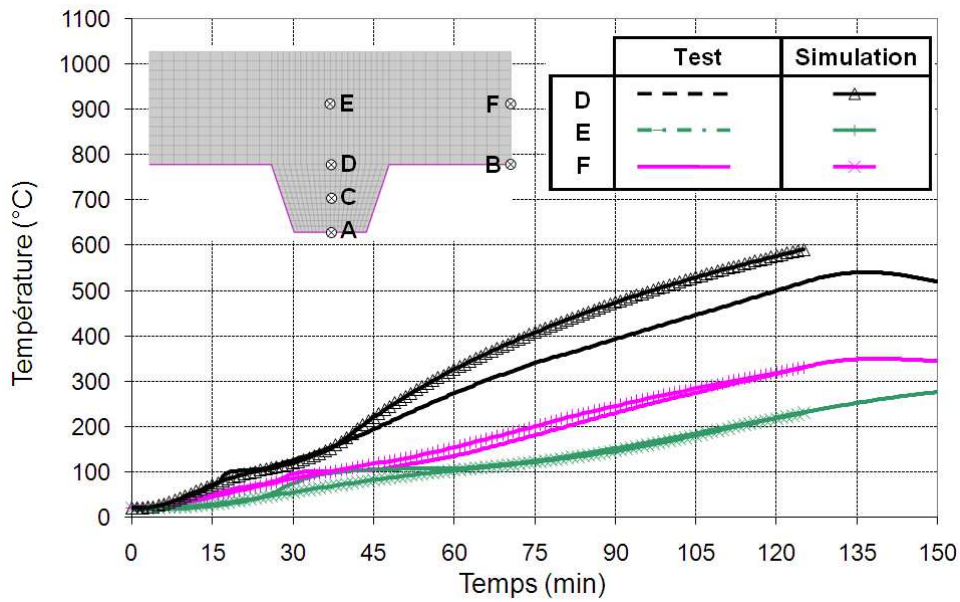




**Figura 8.3** Comparación de temperaturas entre el ensayo y el cálculo numérico - Vigas secundarias protegidas



**Figura 8.4** Comparación de temperaturas entre el ensayo y el cálculo numérico - Vigas principales protegidas

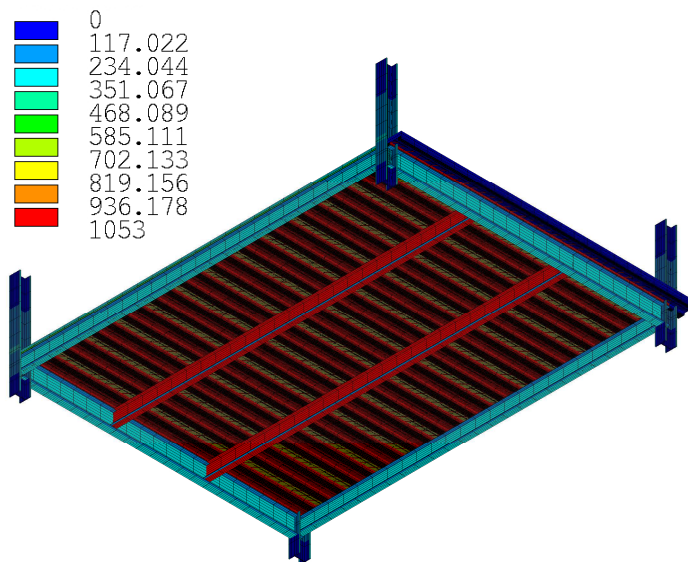


**Figura 8.5** Comparación de temperaturas entre el ensayo y el cálculo numérico - Losa mixta (forjado colaborante)

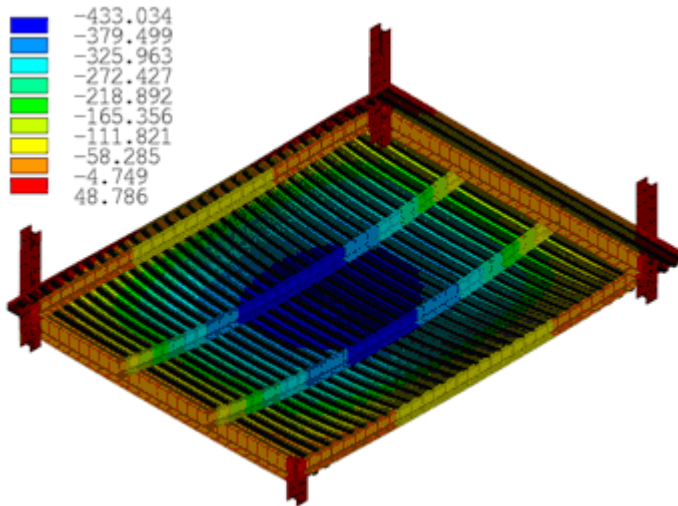
### 8.2.4 Comportamiento mecánico de elementos estructurales

El comportamiento estructural del forjado fue analizado en base a las temperaturas indicadas por el modelo de transferencia de calor y el modelo estructural que aparece en 0.

Se puede observar fácilmente en este modelo que la parte central del forjado se calentó mucho más que los elementos estructurales límites. El comportamiento estructural simulado del forjado se puede ver en 0, que nos muestra la curva deformada predicha por el modelo numérico después de 120 minutos de exposición a la curva estándar temperatura-tiempo.

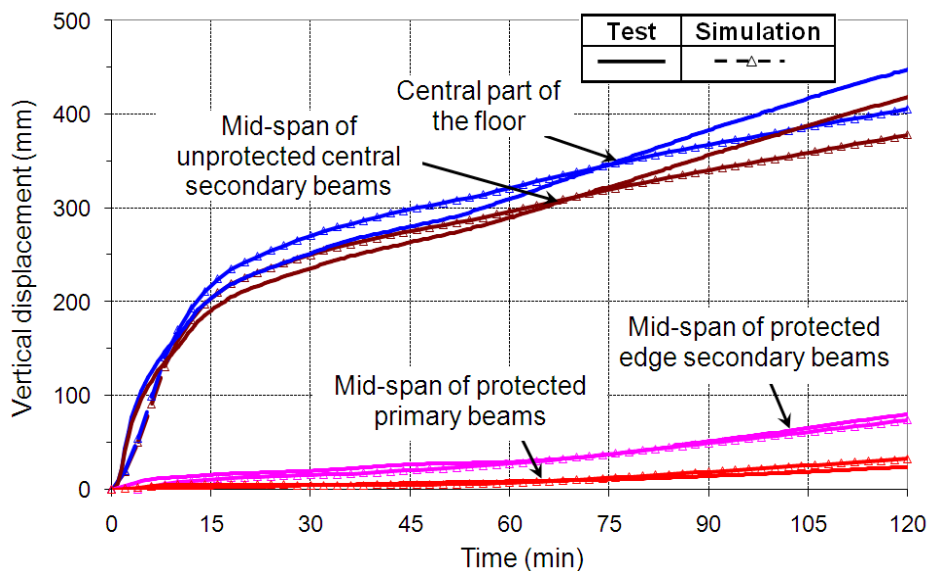


**Figura 8.6** Modelo estructural global y campo de temperatura atribuido a 120 minutos del fuego ISO



**Figura 8.7** Curva deformada simulada del forjado

En 0 se puede ver una comparativa entre el desplazamiento vertical del forjado calculado utilizando el modelo numérico, y los desplazamientos medidos en el ensayo de muestra. Se puede observar que, globalmente, la modelización numérica sirve para predecir resultados muy próximos a los experimentales. No obstante, se produce una ligera discrepancia en la flecha de las vigas sin proteger después de 50 minutos, con el resultado de alguna divergencia entre las flechas medidas y las predichas por el análisis numérico. Se atribuyó este fenómeno a la pérdida de continuidad en el mallazo de armado durante el ensayo, lo que produjo un valor mayor de flecha en las vigas sin protección. A pesar de esta pequeña diferencia, se demostró la validez del modelo numérico y su capacidad para predecir el comportamiento frente al fuego.



**Figura 8.8** Desplazamiento de la flecha predicha del forjado registrada durante el tiempo de calentamiento del ensayo

## 8.3 Comprobación del modelo numérico de SAFIR en ensayos de fuego

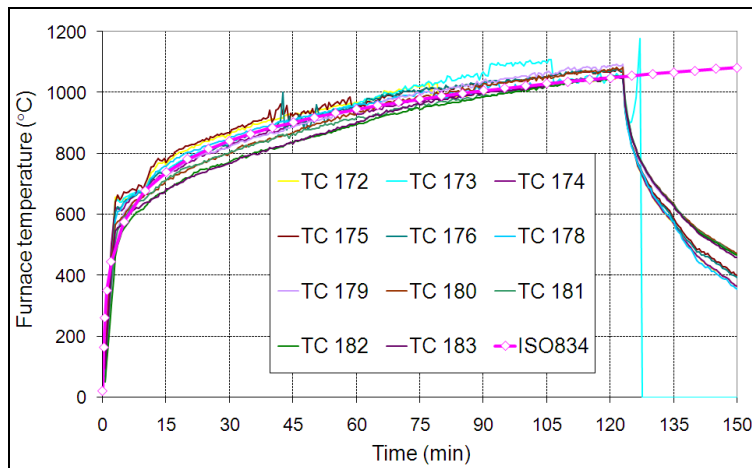
### 8.3.1 General

Con el fin de proporcionar un modelo numérico válido para simular el comportamiento frente al fuego de forjados colaborantes, se realizó la investigación numérica del ensayo de fuego a gran escala descrito en la Sección 7 mediante el paquete de software SAFIR. El modelo numérico estaba compuesto por dos partes: una para el análisis de la transmisión de calor y otro para el análisis estructural.

### 8.3.2 Ensayo SAFIR vs FRACOF

#### 8.3.2.1 Carga de fuego

En el ensayo FRACOF, el forjado fue expuesto a condiciones de fuego ISO en un horno de ensayos de resistencia al fuego estándar. Las temperaturas registradas en los diferentes puntos del horno muestran que el ajuste con la curva de fuego ISO estándar es bueno, ver Figure 8.1.

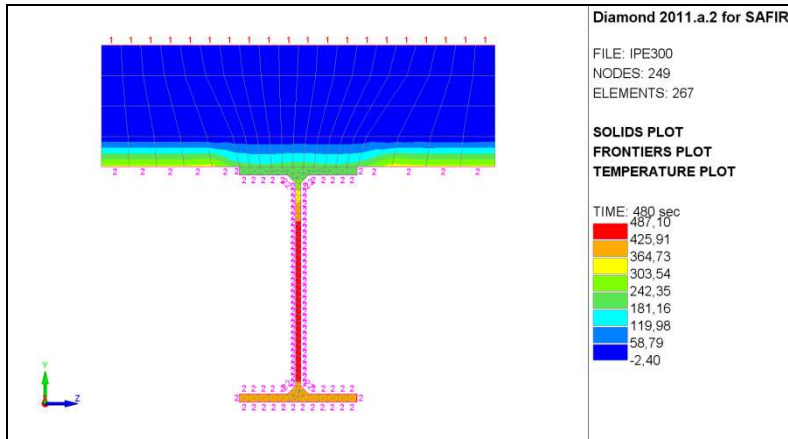


**Figure 8.1** : Comparativa entre las curvas de fuego en el sector la curva de fuego ISO-834

#### 8.3.2.2 Análisis térmicos: Modelos numéricos y resultados principales

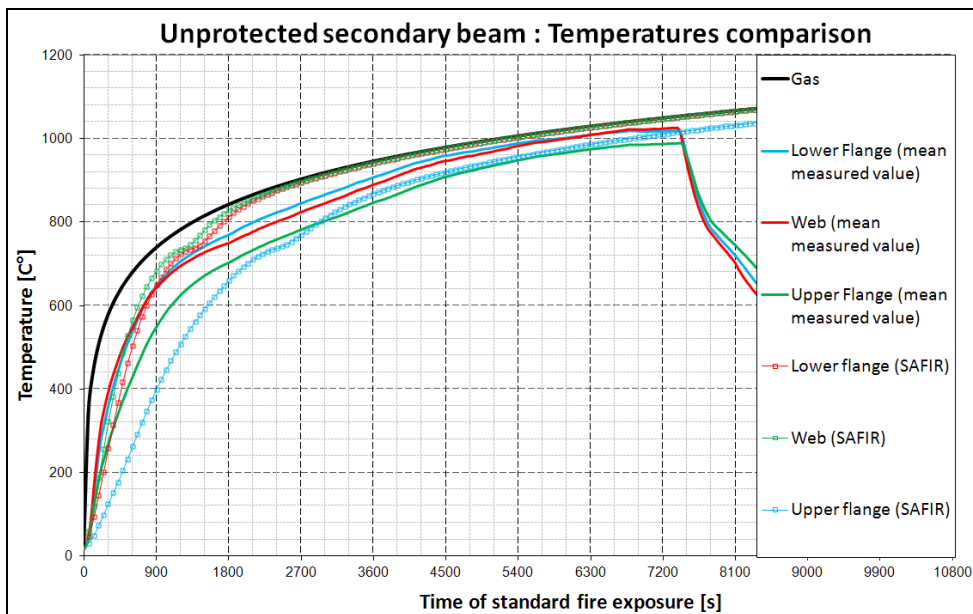
El software SAFIR se ha utilizado para el análisis térmico de los perfiles de acero y del forjado. Para calcular la temperatura en la estructura, se aplicó la curva de fuego ISO-834 en los límites de la losa de hormigón y de los perfiles de acero desprotegidos mientras que, para las secciones con protección térmica, se utilizaron las temperaturas registradas en la sección de acero (con el fin de eliminar toda incertidumbre sobre las propiedades térmicas del material aislante o sobre posibles defectos de construcción).

Respecto a las vigas secundarias desprotegidas, la losa de hormigón fue modelizada con el fin de tener en cuenta su capacidad de absorción de calor. Este hormigón situado por encima del ala superior del perfil de acero sólo se tiene en cuenta en el análisis térmico y no presenta resistencia mecánica (ya que el hormigón será modelizado independientemente de los elementos del armazón). El ala inferior, los dos laterales de los perfiles y la cara inferior del forjado se someten a un fuego ISO, mientras que la cara superior del forjado se mantiene en contacto con el aire a 20 °C durante todo el cálculo, ver Figure 8.2.



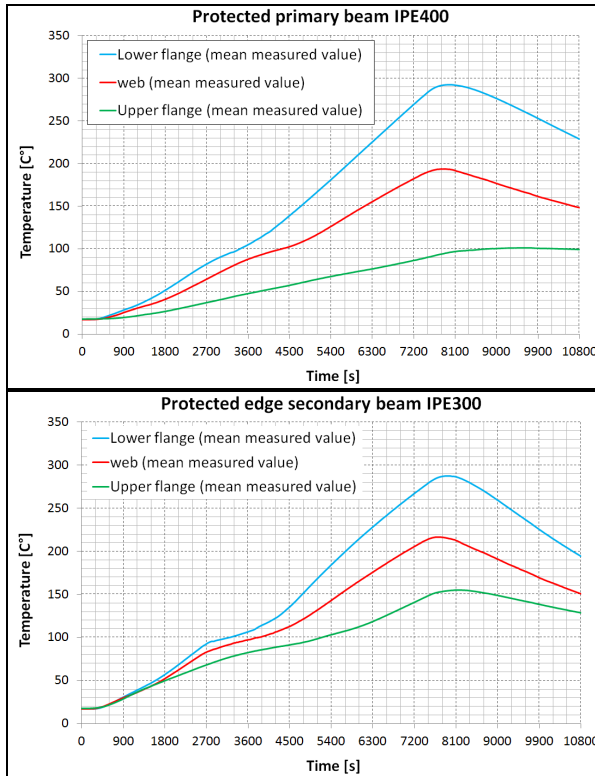
**Figure 8.2** : *Exposición al fuego de las vigas secundarias desprotegidas*

Los resultados calculados se comparan con los datos de medición en el ala inferior, el entramado y el ala superior de los perfiles mostrados en la Figure 8.3. Las temperaturas calculadas se asemejan mucho a las medidas.



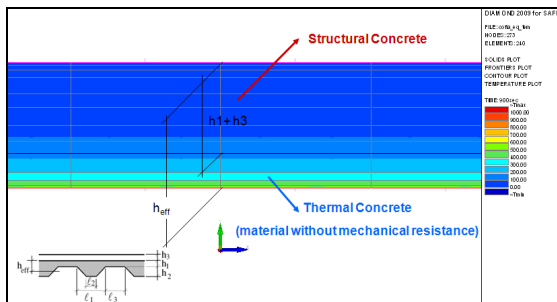
**Figure 8.3** : *Comparativa entre la temperatura calculada y medida en las vigas secundarias desprotegidas*

La Figure 8.4 muestra las temperaturas medidas en el ala inferior, el entramado y el ala superior de los perfiles protegidos.



**Figure 8.4** : Temperaturas medidas en la viga IPE400 protegida (izda.) y la viga IPE300 protegida (dcha.).

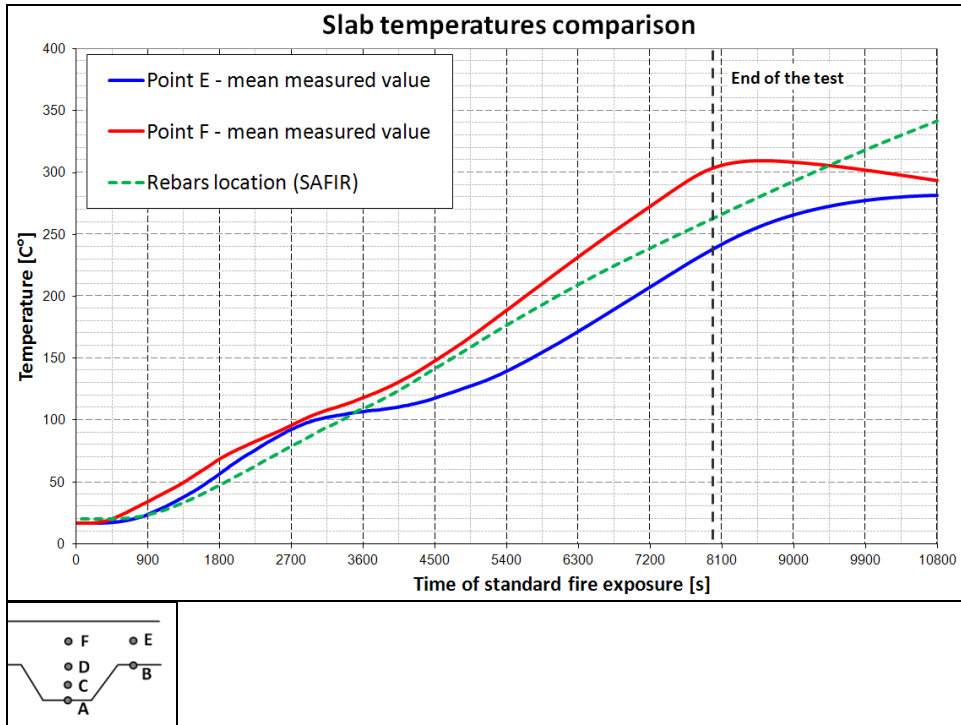
Se utilizó el modelo de espesor efectivo de forjado tal y como se define en la Eurocode EN1994-1-2 para el análisis térmico del forjado. Los nervios de 58 mm y la capa de hormigón de 97 mm que los cubre se sustituyen por forjado plano con un espesor efectivo de 120 mm, ver Figure 8.5. Se somete al forjado al fuego por su cara inferior mientras que la superior permanece en contacto con el aire a 20°C. La altura a tener en cuenta en los cálculos mecánicos es la altura de hormigón por encima de la cubierta de acero.



**Figure 8.5** : Cálculo del espesor efectivo para el análisis térmico del forjado

En la Figure 8.6 se comparan las temperaturas calculadas con la media de las temperaturas medidas en el forjado por encima del nervio. El punto E y el punto F corresponden a la ubicación de la armadura de acero, ver Figure 8.6b.



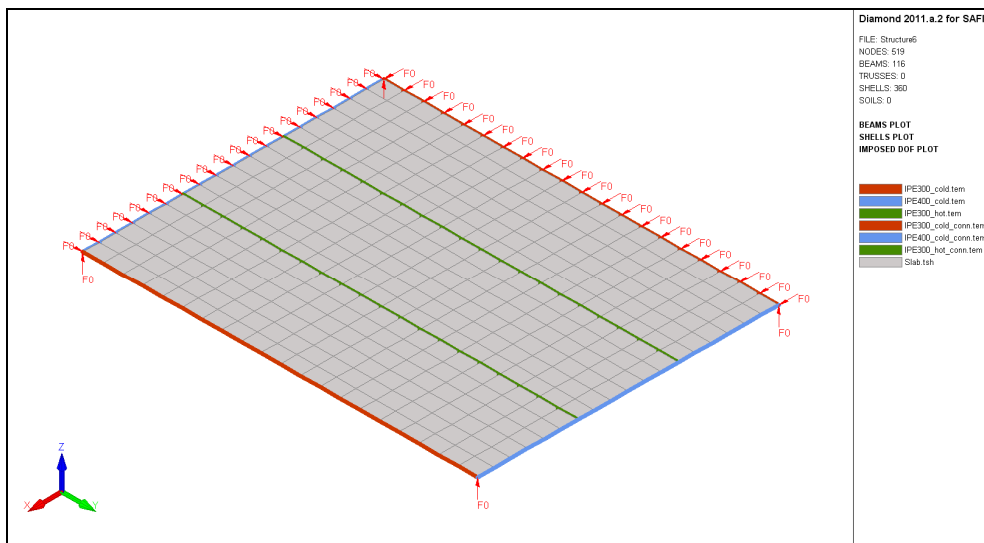


**Figure 8.6** : a) Comparativa entre las temperaturas medidas y calculadas para forjado con espesor efectivo (izda.), b) Posición del TC en el forjado (dcha.)

Las temperaturas en las barras de acero del forjado se aproximan bien a los resultados numéricos obtenidos con el modelo de espesor uniforme.

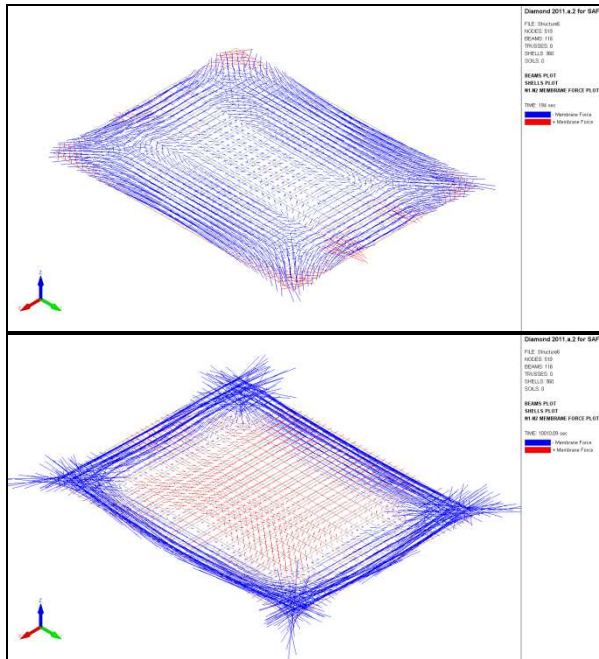
### 8.3.2.3 Análisis estructural

Se introdujo un modelo de elementos finitos en el software SAFIR. Se modeliza la estructura mediante elementos BEAM para las vigas y SHELL para el forjado. Las vigas de extremo simplemente se soportan sobre pilares tal y como se indica en la Figure 8.7. El forjado tiene restricción axial en dos caras con el fin de simular la condición de continuidad en un forjado colaborante.



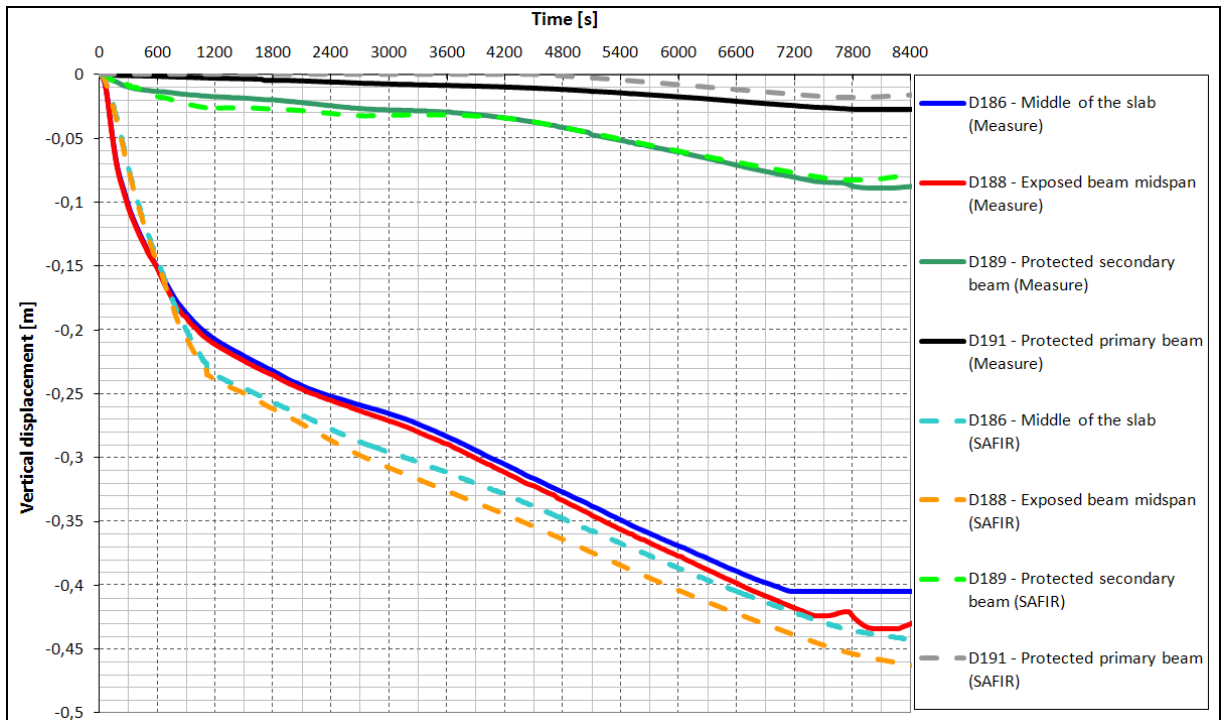
**Figure 8.7** : Modelo de análisis estructural

El comportamiento estructural a temperatura ambiente es flexional, mientras que durante el fuego, aparece el efecto membrana. La membrana requiere espacio y se detectan altas temperaturas en la Figure 8.8.



**Figure 8.8** : Comparativa entre el modo de flexión (izda.) y el efecto membrana por tracción (dcha.): fuerzas de membrana en el forjado

Finalmente, la comparativa entre la deformación medida y calculada con el modelo FEM se muestra en la Figure 8.9.



**Figure 8.9** : Comparativa entre los resultados experimentales y numéricos en cuanto a desplazamiento vertical

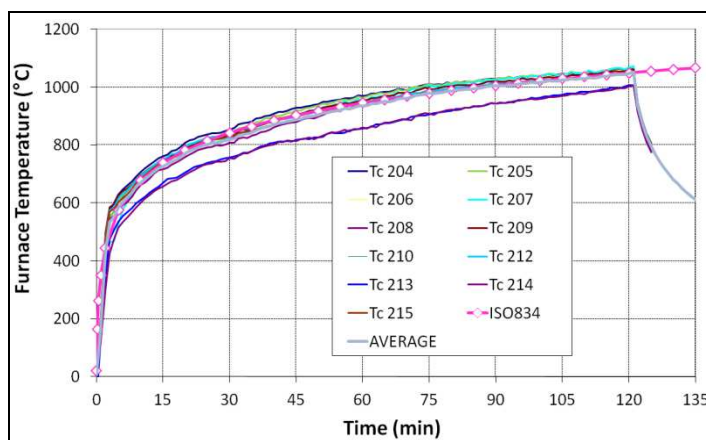


Se consigue una muy buena correlación entre los resultados del modelo FEM y el comportamiento real durante el ensayo. Esto parece validar las simplificaciones introducidas, como el hecho de que la rigidez de las columnas en la flexión se haya descartado y de que el forjado nervado se haya modelizado con un forjado plano equivalente. También se ha de indicar que la simulación del comportamiento estructural se ha llevado a cabo con los valores de medición de propiedades del material.

### 8.3.3 Ensayo SAFIR vs COSSFIRE

#### 8.3.3.1 Carga de fuego

En el ensayo COSSFIRE, el forjado fue expuesto a condiciones de fuego ISO en un horno de ensayos de resistencia al fuego estándar. Las temperaturas registradas en los diferentes puntos del horno muestran que el ajuste con la curva de fuego ISO estándar es bueno, ver Figure 8.10.

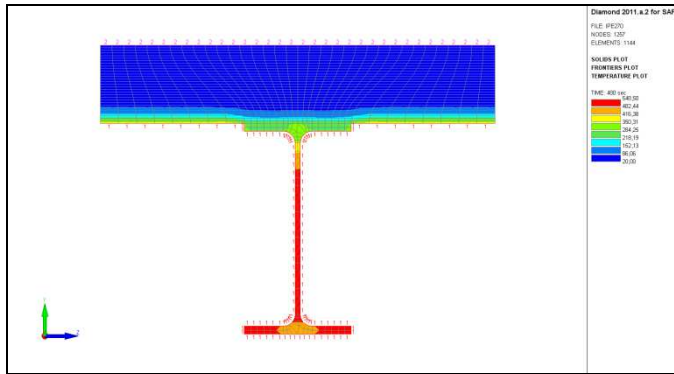


**Figure 8.10** : Comparativa entre las curvas de fuego en el sector la curva de fuego ISO-834

#### 8.3.3.2 Análisis térmicos: Modelos numéricos y resultados principales

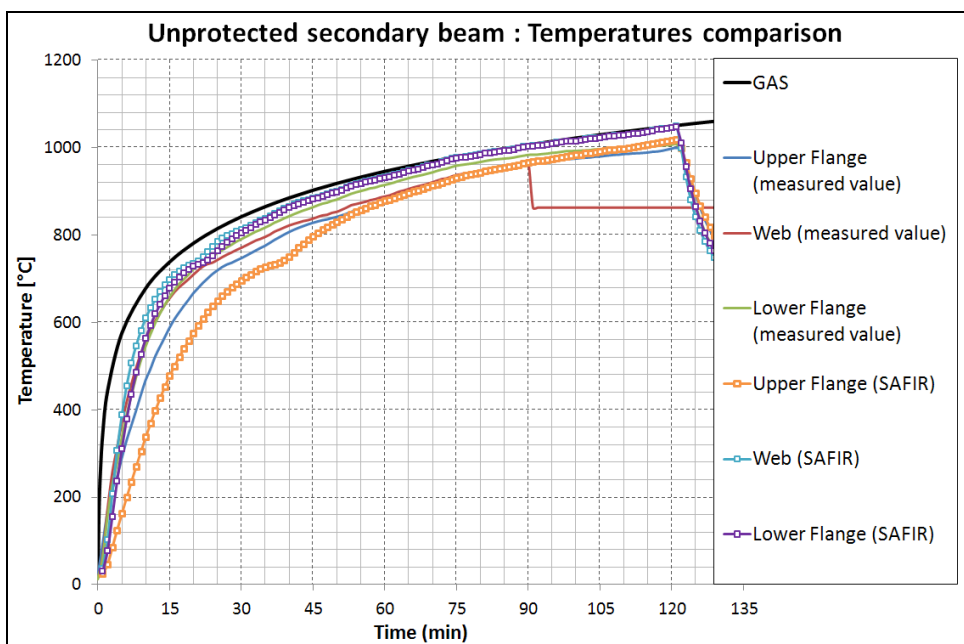
El software SAFIR se ha utilizado para el análisis térmico de los perfiles de acero y del forjado. Para calcular la temperatura en la estructura, se aplicó la curva de fuego estándar en los límites de la losa de hormigón y de los perfiles de acero desprotegidos mientras que, para las secciones con protección térmica, se utilizaron las temperaturas registradas en la sección de acero (con el fin de eliminar toda incertidumbre sobre las propiedades térmicas del material aislante o sobre posibles defectos de construcción).

Respecto a las vigas secundarias desprotegidas, la losa de hormigón fue modelizada con el fin de tener en cuenta su capacidad de absorción de calor. Este hormigón situado por encima del ala superior del perfil de acero sólo se tiene en cuenta en el análisis térmico y no presenta resistencia mecánica (ya que el hormigón será modelizado independientemente de los elementos del armazón). El ala inferior, los dos laterales de los perfiles y la cara inferior del forjado se someten a un fuego estándar, mientras que la cara superior del forjado se mantiene en contacto con el aire a 20 °C durante todo el cálculo, ver Figure 8.11.



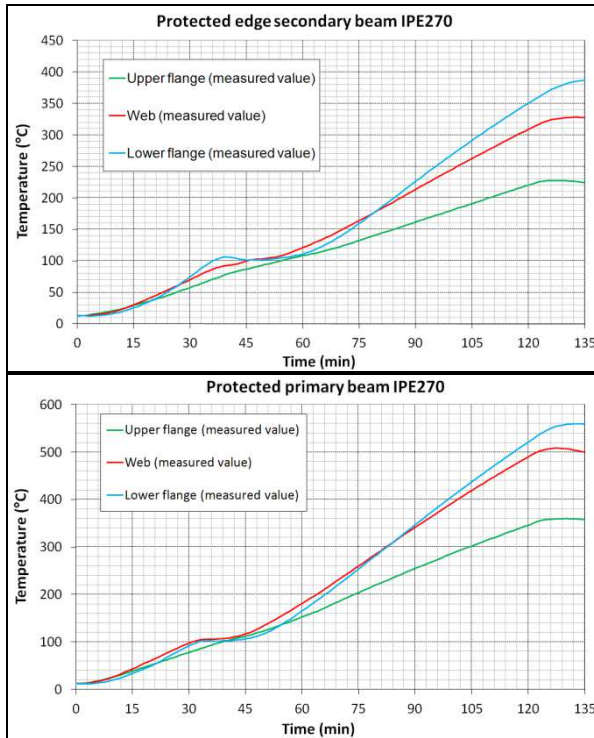
**Figure 8.11** : *Exposición al fuego de las vigas secundarias desprotegidas*

Los resultados calculados se comparan con los datos de medición en el ala inferior, el entramado y el ala superior de los perfiles mostrados en la Figure 8.12.



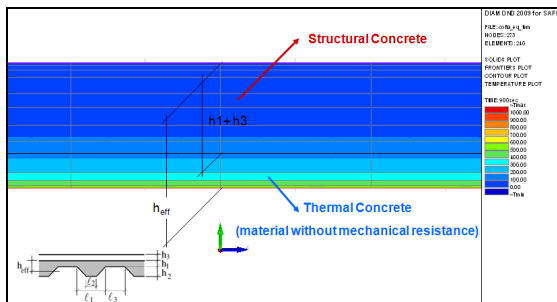
**Figure 8.12** : *Comparativa entre la temperatura calculada y medida en las vigas secundarias desprotegidas*

La Figure 8.13 muestra las temperaturas medidas en el ala inferior, el entramado y el ala superior de los perfiles protegidos.



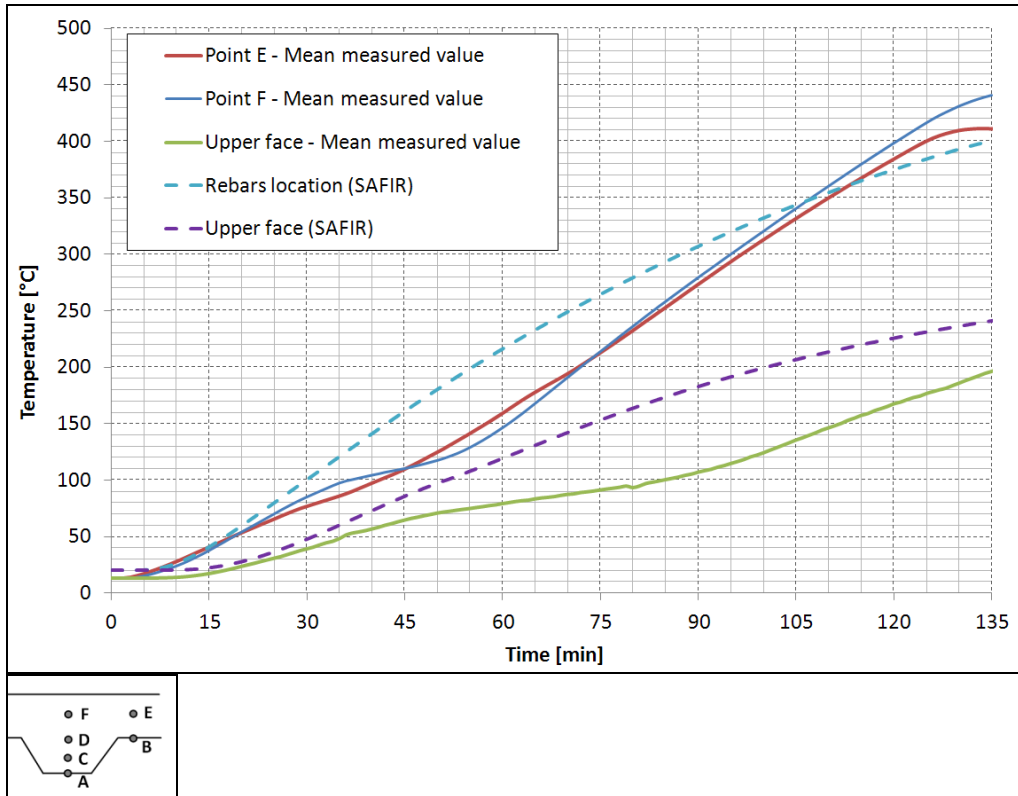
**Figure 8.13** : Temperaturas medidas en la viga secundaria IPE270 protegida (izda.) y la viga primaria IPE270 protegida (dcha.).

Se utilizó el modelo de espesor efectivo de forjado tal y como se define en la Eurocode EN1994-1-2 para el análisis térmico del forjado. Los nervios de 58 mm y la capa de hormigón de 77 mm que los cubre se sustituyen por forjado plano con un espesor efectivo de 100 mm, ver Figure 8.14. Se somete al forjado al fuego estándar por su cara inferior mientras que la superior permanece en contacto con el aire a 20°C. La altura a tener en cuenta en los cálculos mecánicos es la altura de hormigón por encima de la cubierta de acero.



**Figure 8.14** : Cálculo del espesor efectivo para el análisis térmico del forjado

En la Figure 8.15 se comparan las temperaturas calculadas con las temperaturas medidas en el forjado por encima del nervio. Para las tres posiciones consideradas por encima de los nervios (Punto E, Punto F y cara superior del forjado), se indican los valores medios medidos en la Figure 8.15b. El punto E y el punto F corresponden a la ubicación de las armaduras de acero.



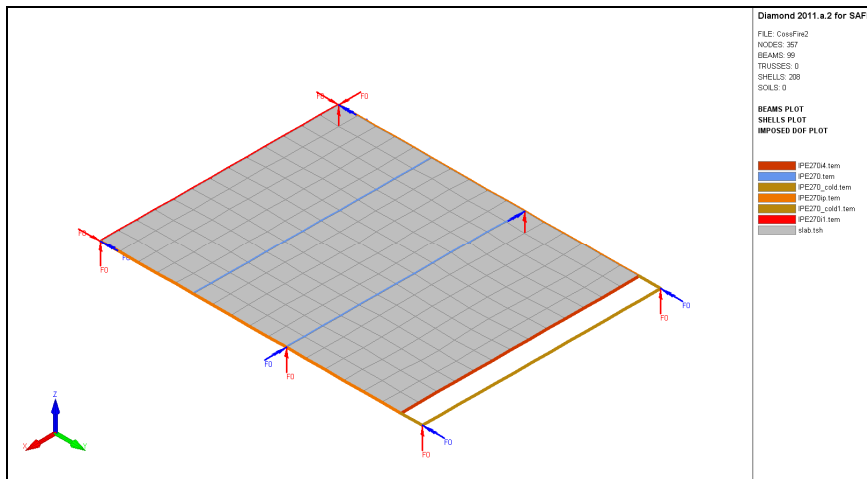
**Figure 8.15** : a) Comparativa entre las temperaturas medidas y calculadas para forjado con espesor efectivo, b) Posición del TC en el forjado

Las temperaturas calculadas se corresponden bien con las temperaturas medias medidas salvo en la cara superior de forjado donde las temperaturas se han sobrevalorado ligeramente. Como el Punto F y el Punto E se corresponden con la ubicación de las armaduras de acero, las temperaturas en éstas se aproximan correctamente mediante los resultados numéricos obtenidos con el modelo de espesor efectivo.

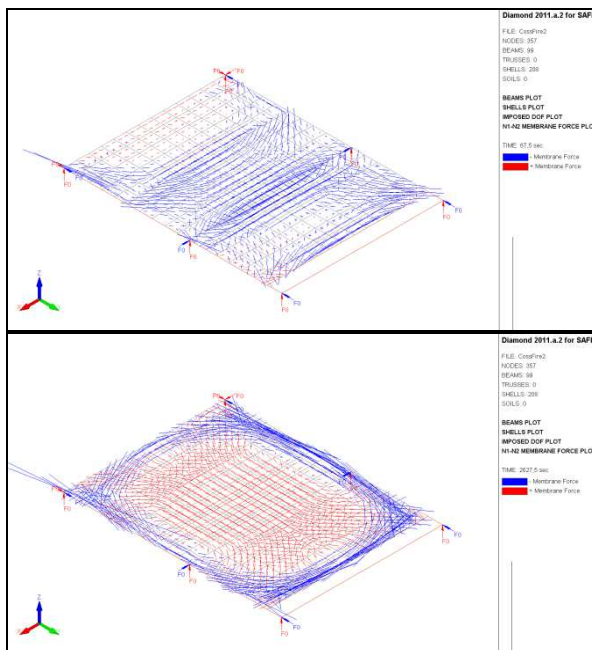
### 8.3.3.3 Análisis estructural

Se introdujo un modelo de elementos finitos en el software SAFIR. Se modeliza la estructura mediante elementos BEAM para las vigas y SHELL para el forjado. Las vigas de extremo simplemente se soportan sobre pilares tal y como se indica en la Figure 8.16. El forjado y las vigas no tienen restricciones axiales.

El comportamiento estructural a temperatura ambiente es flexional, mientras que durante el fuego, aparece el efecto membrana. La membrana requiere espacio y se detectan altas temperaturas en la Figure 8.17.

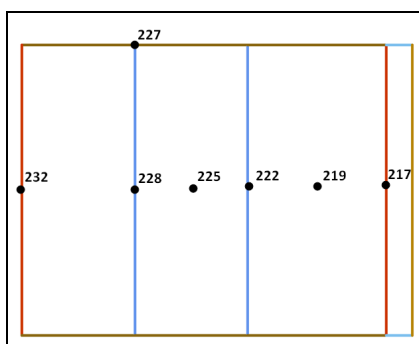


**Figure 8.16** : *Modelo de análisis estructural*

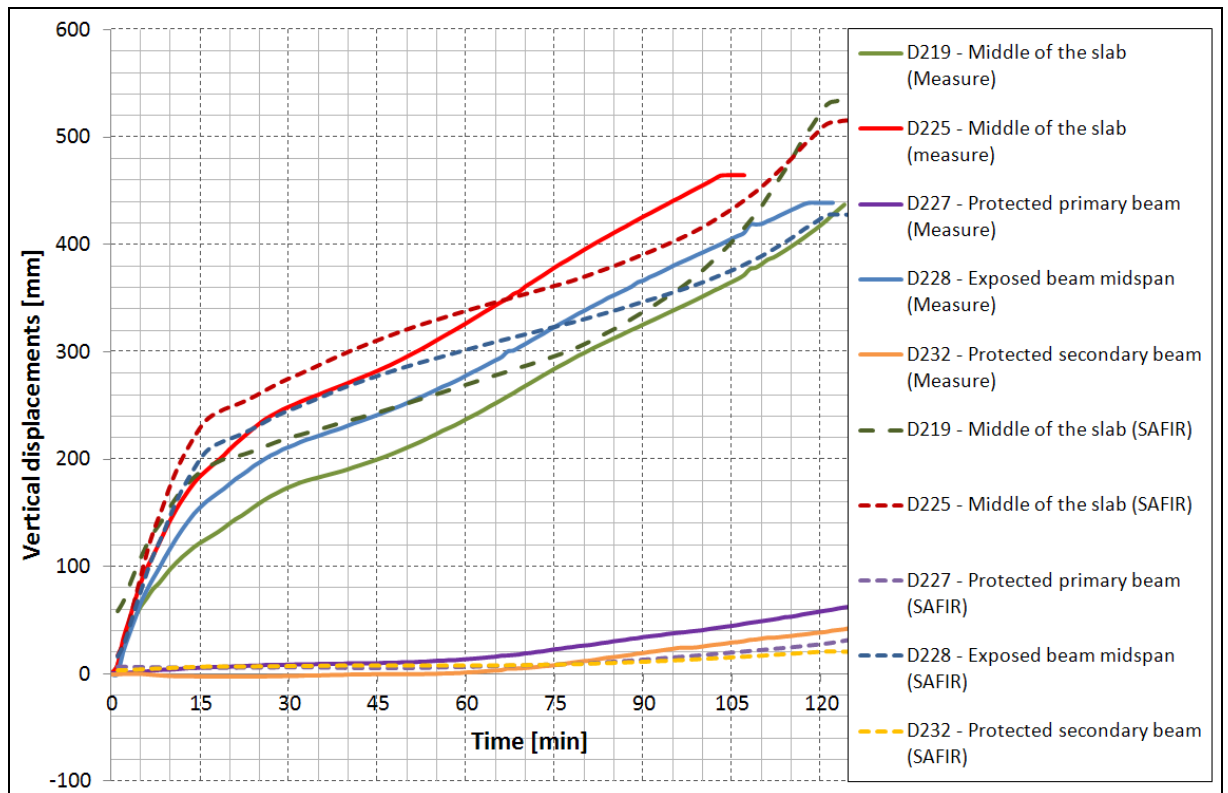


**Figure 8.17** : *Comparativa entre el modo de flexión (izda.) y el efecto membrana por tracción (dcha.): fuerzas de membrana en el forjado*

Finalmente, la comparativa entre la deformación medida y la calculada con el modelo FEM en diferentes posiciones del forjado (ver Figure 8.18) se muestra en la Figure 8.19.



**Figure 8.18** : *Ubicación de los transductores y de las deformaciones calculadas*



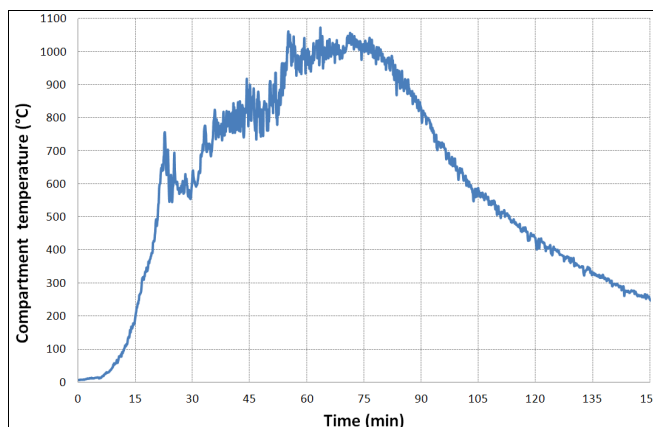
**Figure 8.19** : *Comparativa entre los resultados experimentales y numéricos en cuanto a desplazamiento vertical*

Se consigue una muy buena correlación entre los resultados del modelo FEM y el comportamiento real durante el ensayo. Esto parece validar las simplificaciones introducidas, como el hecho de que la rigidez de las columnas en la flexión se haya descartado y de que el forjado nervado se haya modelizado con un forjado plano equivalente. También se ha de indicar que la simulación del comportamiento estructural se ha llevado a cabo con los valores de medición de propiedades del material.

### 8.3.4 Ensayo SAFIR vs FICEB

#### 8.3.4.1 Carga de fuego

En el ensayo de Ulster, todos los análisis térmicos se realizaron con la temperatura medida en el centro del sector, ver Figure 8.20, con el fin de dirigir los análisis hacia la capacidad del software SAFIR para simular el comportamiento del forjado a partir de la curva de temperatura real dentro del sector.



**Figure 8.20** : *Curva de temperatura medida en el centro del sector*

#### **8.3.4.2 Análisis térmicos: Modelos numéricos y resultados principales**

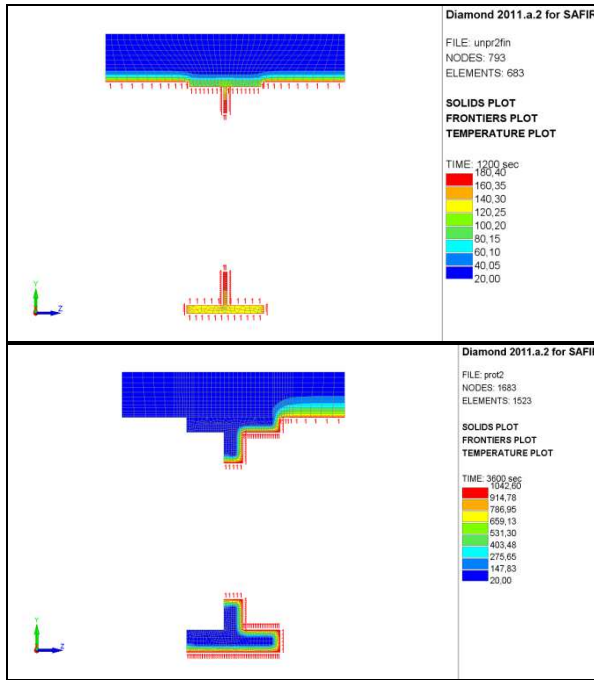
El software SAFIR se ha utilizado para el análisis térmico de los perfiles de acero y del forjado. Los perfiles de acero son perfiles de vigas alveolares. Como la sección sometida a análisis térmico en este punto es posteriormente utilizada como sección de un elemento finito de viga para su análisis estructural sucesivo, se tiene en cuenta una sección que pasa por el centro de una abertura circular, ver Figure 8.21a. De hecho, las tensiones longitudinales en un modelo de viga no pueden "entrar" en los postes de entramado que separan dos aberturas.

En estos modelos térmicos de perfiles de acero, la losa de hormigón es modelizada con el fin de tener en cuenta su capacidad de absorción de calor. Este hormigón situado por encima del ala superior del perfil de acero sólo se tiene en cuenta en el análisis térmico y no presenta resistencia mecánica (ya que el hormigón será modelizado independientemente de los elementos del armazón). Los perfiles de acero y la cara inferior del forjado están sujetos al fuego medido en la mitad del sector mientras que la cara superior del forjado permanece en contacto con el aire a 20 °C durante todo el cálculo.

Las temperaturas alcanzadas en las secciones desprotegidas son muy superiores a la temperatura crítica para dichas vigas alveolares. De hecho, cuando se realiza el análisis estructural de dichas vigas utilizando elementos de armazón, se pueden detectar inestabilidades (principalmente pandeo de postes de entramado o pandeo distorsional) para temperaturas próximas a 600 °C. En consecuencia, el modelo estructural de secciones desprotegidas debería considerar el hecho de que su comportamiento está afectado por el pandeo de postes de entramado.

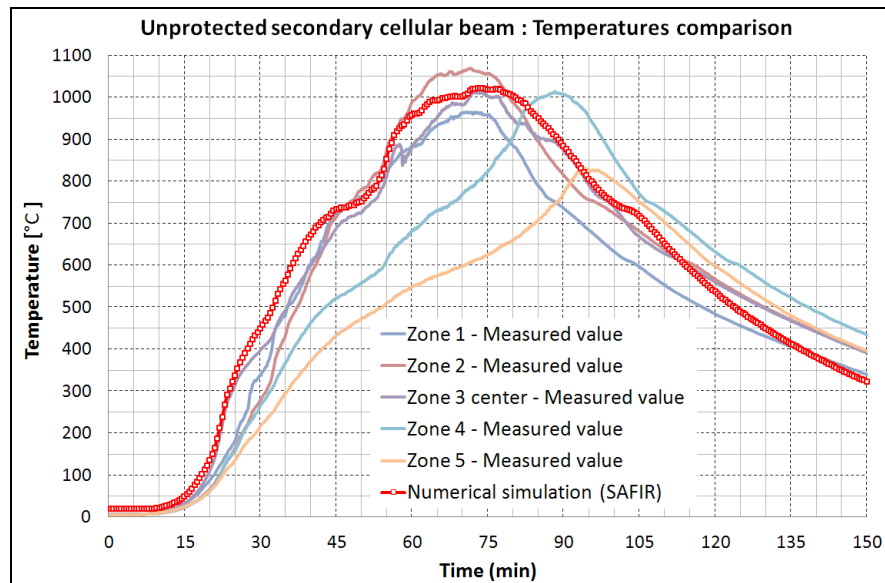
Una forma eficaz de tener en cuenta este comportamiento, manteniendo los elementos de viga en el modelo estructural, es realizar la simulación utilizando un material de acero modificado en el ala inferior de las vigas desprotegidas. Este material de acero modificado tiene las mismas propiedades mecánicas que el acero de la norma EN1993-1-2 a 500 °C y pierde irreversiblemente sus propiedades mecánicas entre 500 °C y 600 °C, a considerar en el fenómeno de la inestabilidad.





**Figure 8.21** : Exposición al fuego: a) de las vigas secundarias desprotegidas con el modelo híbrido (dcha.) y b) de las vigas protegidas (izda.)

En la Figure 8.22 se compara la temperatura calculada en las vigas secundarias desprotegidas con la temperatura medida en diferentes zonas longitudinales de dicha viga. La comparación parece indicar una temperatura menor hacia los extremos de la viga durante el ensayo.



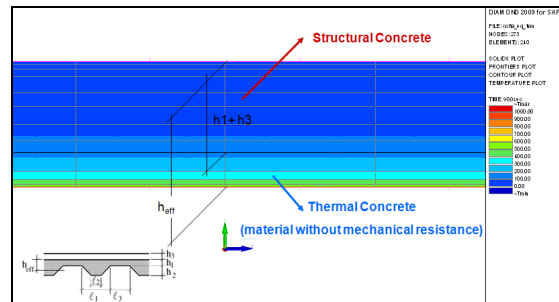
**Figure 8.22** : Comparativa entre la temperatura calculada y medida en las vigas secundarias desprotegidas

Respecto a las secciones protegidas, el material aislante que únicamente consideró en el análisis térmico también se tiene en cuenta en el modelo de elementos finitos. Las secciones de acero protegidas están afectadas por el fuego en una cara y en el ala inferior, mientras que en la otra cara del perfil, frente a un muro, se supone que hay un límite adiabático, ver Figure 8.21b. Las temperaturas alcanzadas en las secciones desprotegidas permanecieron por debajo de la temperatura crítica para dichas vigas alveolares. En consecuencia, durante el cálculo completo, el material de acero estándar con propiedades mecánicas similares al acero de la norma EN1993-1-2 podría utilizarse en el ala inferior de estos perfiles de acero



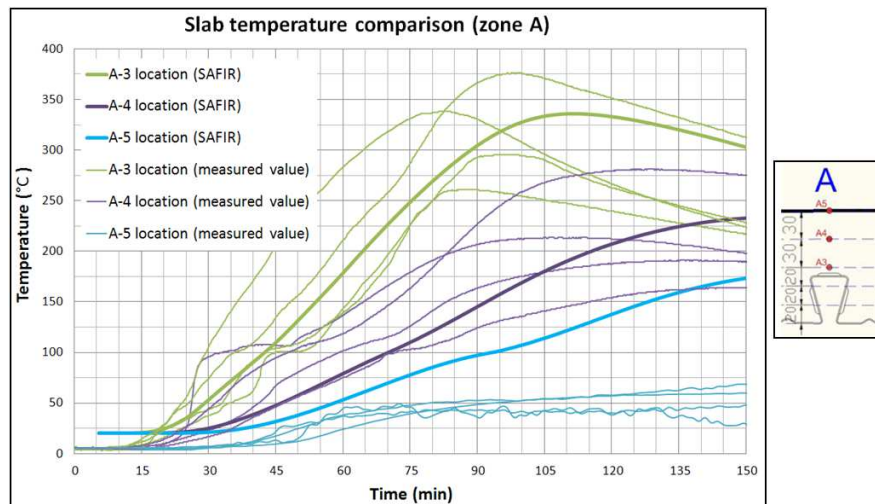
protegidos. La protección contra incendios de las vigas alveolares es un parámetro clave y determinante para asegurar un buen efecto membrana del sistema de forjado colaborante en caso de incendio.

Se utilizó el modelo de espesor efectivo de forjado tal y como se define en la Eurocode EN1994-1-2 para el análisis térmico del forjado. Los nervios de 51 mm y la capa de hormigón de 69 mm que los cubre se sustituyen por forjado plano con un espesor efectivo de 110 mm, ver Figure 8.23. Este espesor efectivo representa la altura de forjado a tener en cuenta en la respuesta térmica. Se somete al forjado al fuego por su cara inferior mientras que la superior permanece en contacto con el aire a 20°C. La altura a tener en cuenta en los cálculos mecánicos es la altura de hormigón por encima de la cubierta de acero.



**Figure 8.23** : Cálculo del espesor efectivo para el análisis térmico del forjado

En la Figure 8.24 se comparan las temperaturas calculadas con las temperaturas medidas en el forjado por encima del nervio. Para las tres posiciones consideradas por encima del nervio ((A-3, A-4 y A-5, ver Figure 8.24b) se proporcionan cuatro medidas correspondientes a cuatro localizaciones en el plano. La zona A-4 se corresponde a la ubicación de las armaduras de acero.



**Figure 8.24** : Transmisión de calor en zonas A1, A2, A3 y A4 a altura A-3, A-4 y A-5 a lo largo de la sección. Comparativa entre resultados medidos y calculados con el modelo de espesor efectivo de forjado

Las temperaturas calculadas se corresponden bien con las temperaturas medias medidas salvo en la cara superior de forjado (A-5) donde las temperaturas se han sobrevalorado. Como el A-4 se corresponde con la ubicación de las armaduras de acero, las temperaturas en éstas se aproximan correctamente mediante los resultados numéricos obtenidos con el modelo de espesor efectivo.

### 8.3.4.3 Análisis estructural

Se introdujo un modelo de elementos finitos en el software SAFIR. Se modeliza la estructura mediante elementos BEAM para las vigas y SHELL para el forjado. Las vigas de extremo simplemente se soportan sobre pilares tal y como se indica en la Figure 8.25. El forjado y las vigas no tienen restricciones axiales.

El comportamiento estructural a temperatura ambiente es flexional, mientras que durante el fuego, aparece el efecto membrana. La membrana requiere espacio y se detectan altas temperaturas en la Figure 8.26.

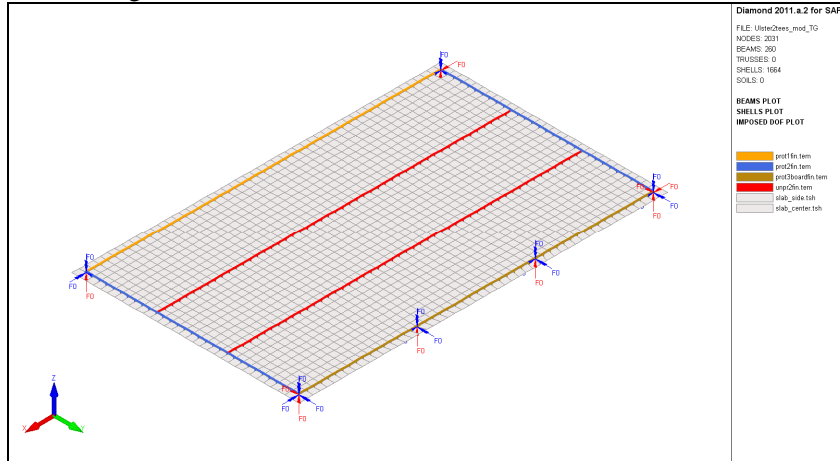


Figure 8.25 : Modelo de análisis estructural

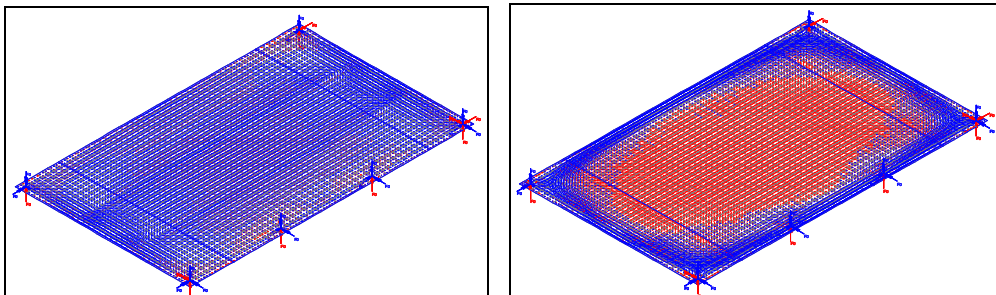
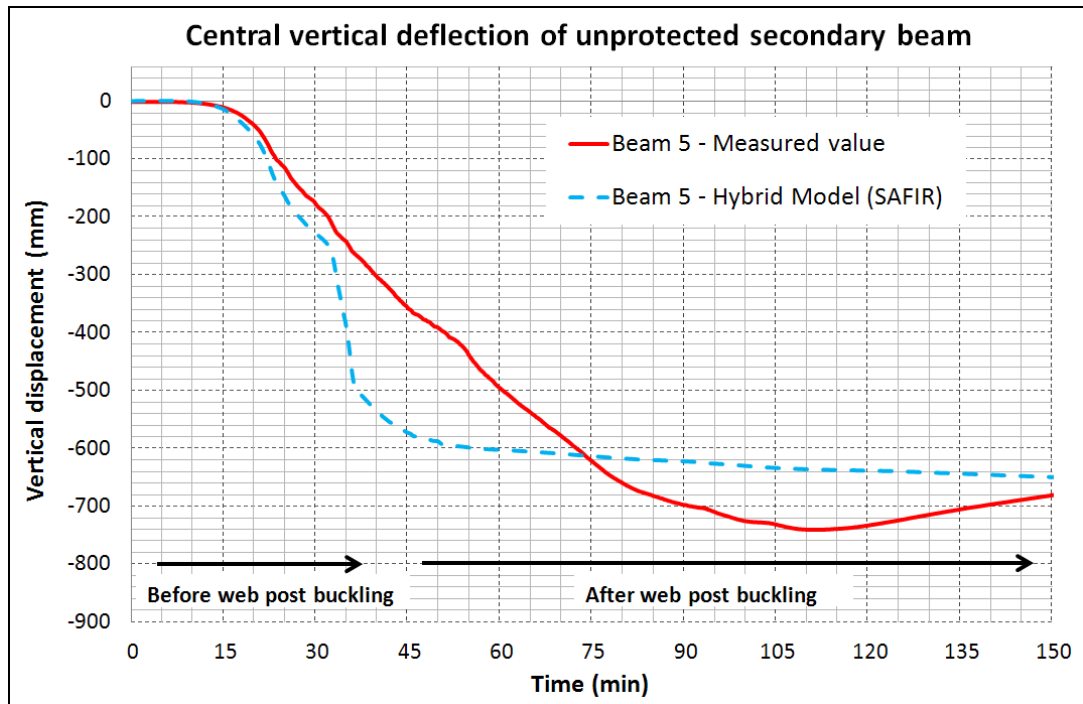


Figure 8.26 : Comparativa entre el modo de flexión (izda.) y el efecto membrana por tracción (dcha.): fuerzas de membrana en el forjado

Como el elemento finito BEAM no permite tener en cuenta las inestabilidades por pandeo de los postes de entramado, la forma de modelizar el comportamiento del forjado es utilizar un material especial para el ala inferior de las vigas desprotegidas. El material en acero modificado *STEELEC3\_WPB* permite modelizar el comportamiento estructural durante el ensayo completo mediante un único cálculo numérico.

Finalmente, la comparativa entre la deformación medida y la calculada con el modelo FEM en la mitad de las vigas secundarias desprotegidas se muestra en la Figure 8.27.



**Figure 8.27** : Comparativa entre la deformación vertical medida y calculada en el centro de la viga desprotegida con el modelo híbrido

Al cabo de 30 minutos, la temperatura del ala inferior de los perfiles desprotegidos supera los 500 °C. Seguidamente, al hacer el cálculo estructural con el modelo híbrido teniendo en cuenta un material de acero modificado, el ala inferior pierde rápidamente todas sus propiedades mecánicas y la deformación aumenta. A alta temperatura tras el pandeo de los postes de entramado, el modelo híbrido da una buena aproximación del comportamiento real del forjado que no puede recuperar su rigidez, por lo que la deformación sigue siendo importante al final del ensayo.

Se consigue una buena correlación entre los resultados del modelo FEM y el comportamiento real durante el ensayo. Esto parece validar las simplificaciones introducidas, como el modelizado del fenómeno de inestabilidad de las vigas desprotegidas, el hecho de que la rigidez de las columnas en la flexión se haya descartado y de que el forjado nervado se haya modelizado con un forjado plano equivalente. También se ha de indicar que la simulación del comportamiento estructural se ha llevado a cabo con los valores de medición de propiedades del material.

El modelo estructural SAFIR era capaz de predecir con un nivel de exactitud aceptable el comportamiento complejo de las vigas alveolares que actúan en el efecto membrana. Al utilizar un material de acero modificado para el ala inferior de las vigas alveolares desprotegidas puede ser una forma simplificada y eficaz para tener en cuenta el fenómeno de la inestabilidad en unos modelos tan complejos donde los elementos BEAM son preferibles para las vigas. También sería posible modelizar las vigas alveolares de acero a detalle con los elementos de armazón, aunque dicho modelo sería demasiado amplio para aplicaciones prácticas

## **8.4 Estudio numérico paramétrico utilizando la curva estándar temperatura-tiempo**

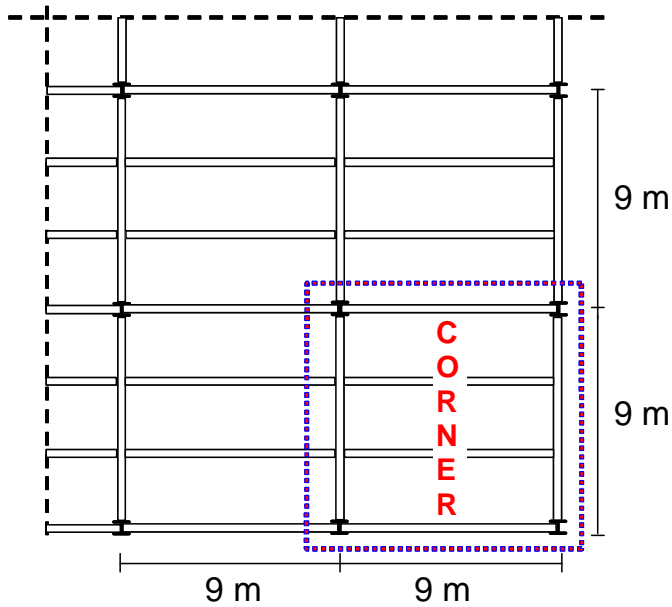
### **8.4.1 Datos de entrada para el estudio paramétrico**

Se utilizó un estudio paramétrico para ampliar la investigación del método de cálculo simplificado a su ámbito completo de aplicación. Sin embargo, un estudio paramétrico completo exigiría un gran número de simulaciones numéricas, lo que precisaría de un elevado coste de cálculo. En consecuencia, el alcance del estudio paramétrico quedó limitado a los siguientes parámetros clave:

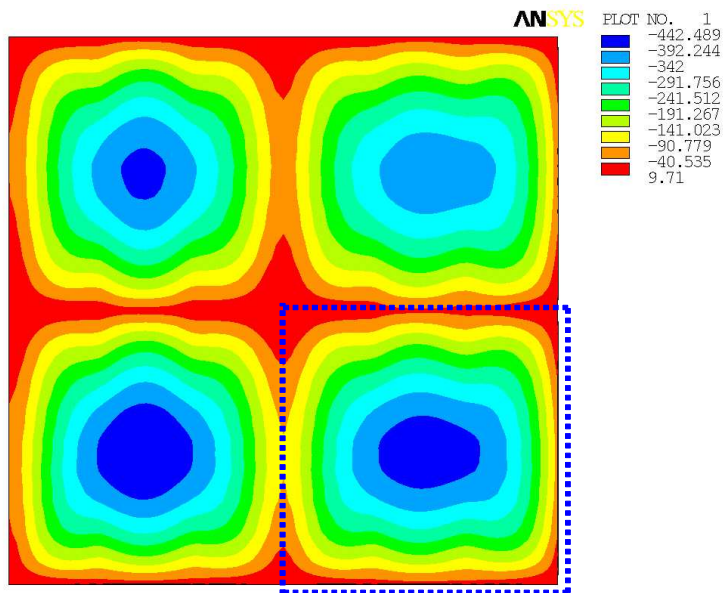
- Tamaño de retícula del forjado,
- Grado de utilización
- Duración del fuego

Hay que señalar que este estudio paramétrico se centra únicamente en el comportamiento de los forjados colaborantes de acero y hormigón expuestos a la curva estándar de temperatura-tiempo.

Se realizó un cálculo numérico preliminar para un forjado colaborante con una superficie de 18 m x 18 m, formado por dos vanos de 9 m de luz en cada dirección, (ver 0(a)). El objetivo principal de este análisis primario era determinar los límites adecuados, concretamente las restricciones que habría que adoptar con la losa si el modelo se limita a un vano en el estudio paramétrico. Como se ve en 0(b), la flecha predicha de la red de esquina con dos extremos continuos es la más importante de las cuatro redes (las otras tres redes tienen tres o cuatro extremos continuos). En consecuencia, todas las simulaciones numéricas del estudio paramétrico simulaban las condiciones restrictivas apropiadas de una nave o vano esquinado, con dos extremos lateralmente limitados, para simular la continuidad de la losa.



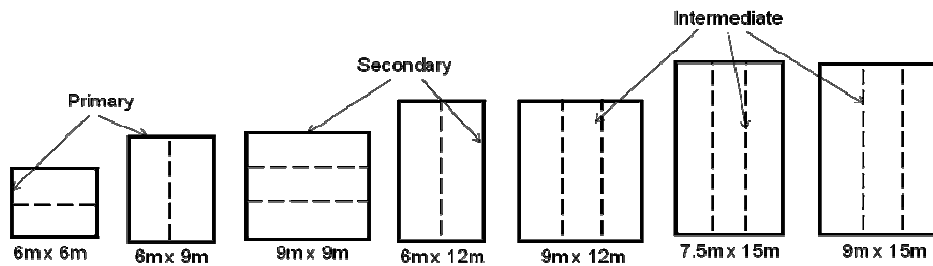
(a) Retícula estructural de un edificio real



(b) Modelo ANSYS

**Figura 8.36** Cálculo numérico de cuatro redes de forjado

Se investigaron siete tamaños de nave o vano en el estudio paramétrico:  $6 \times 6$  m,  $6 \times 9$  m,  $6 \times 12$  m,  $9 \times 9$  m,  $9 \times 12$  m,  $9 \times 15$  m y  $7,5 \times 15$  m (0. Todos estos casos fueron modelizados con una continuidad simulada de la losa colaborante en dos extremos. Se tomó como suposición que todas las vigas limitadoras iban protegidas, pero que, las vigas secundarias internas iban sin protección.



**Figura 8.37** Forjados considerados en el estudio numérico paramétrico

Se consideraron tres diferentes intensidades de acción variable en el estudio, como se puede ver en 0. Estos valores de acción variable corresponden a los que se utilizan normalmente en el diseño a temperatura ambiente en el mercado francés de la construcción. Sin embargo, si se utilizaron diferentes valores de carga, no habría influencia alguna en el método de cálculo simplificado porque la carga aplicada sólo incluye datos de entrada aportados por los ingenieros de diseño. En el estudio paramétrico, sólo se investigaron numéricamente el Caso 1 y el Caso 3. Se consideró que se había cubierto el Caso 2, ya que se trata de un valor intermedio entre el Caso 1 y el Caso 3.

**Tabla 8.1** Valor de las acciones permanentes y variables consideradas.

Caso	Acción permanente G	Acción variable Q
1	Peso propio + 1,25 kN/m <sup>2</sup>	2,5 kN/m <sup>2</sup>
2	Peso propio + 1,25 kN/m <sup>2</sup>	3,5 kN/m <sup>2</sup>
3	Peso propio + 1,25 kN/m <sup>2</sup>	5,0 kN/m <sup>2</sup>

Se investigaron cuatro duraciones estándar, es decir, 30, 60, 90 y 120 minutos. La profundidad de la losa colaborante en cada caso se basó en la profundidad mínima requerida para cumplir los criterios de aislamiento para estas duraciones de fuego. Basándose en el uso de un perfil de acero trapezoidal, de 60 mm de profundidad, el resultado fueron unas losas colaborantes de 120, 130, 140 y 150 mm de profundidad. La geometría del perfil trapezoidal se basa en el producto COFRAPLUS 60, el perfil de cubierta más utilizado normalmente en el mercado francés. La cubierta de acero presenta nervaduras estrechas en relación a otros perfiles, con el resultado de un perfil de temperatura más pesado o con menor resistencia mecánica. Por lo tanto, si se verifica el método de cálculo simplificado con estos perfiles de cubierta de acero, se podría aplicar de forma conservadora la conclusión a cualquier otro tipo de cubierta de acero.

Con la combinación de todos los parámetros anteriores, se realizó un total de 112 simulaciones numéricas.

Antes de proceder con el análisis del comportamiento de las diferentes redes o entramados de forjado frente al fuego, se realizaron diseños preliminares según la EN 1994-1-1<sup>(34)</sup>, para determinar el tamaño de los elementos estructurales de todos los forjados colaborantes. En estos diseños, todas las vigas de acero se consideraron conectadas a la losa colaborante mediante puntales con cabeza. En lo que respecta a las propiedades materiales empleadas en estos diseños, se supuso que la calidad del hormigón era C30/37 con un límite de compresión de 30 MPa. El mallazo de acero de armadura era de acero grado B500. El grado de acero de las vigas fue, principalmente, S235.

Un parámetro importante para el rendimiento ante el fuego de forjados colaborantes diseñados con el método de cálculo simplificado es el tamaño de la malla de acero empleada en la losa mixta. Puesto que el estudio paramétrico tenía como objetivo verificar el método de cálculo simplificado, se obtuvo el tamaño de todo el mallazo de acero de armadura

directamente de este método. Además, la distancia del eje (es decir, la distancia entre el eje de armado longitudinal y el lado sin exponer de losa de hormigón) se consideró que era 45 mm en todos los casos.

El calentamiento de las vigas y pilares limitadores con protección también afectará al rendimiento de la losa de forjado. En el estudio paramétrico, las propiedades térmicas de la protección contra incendios fueron modelizadas de manera que la temperatura de dichos elementos durante el tiempo esperado de incendio era de unos 550 °C. No obstante, si este calentamiento se alcanzó antes del tiempo esperado, se mantuvo el calentamiento de la viga de acero correspondiente a 550 °C en todos los instantes siguientes al momento en el que se alcanzó el calentamiento.

En las tablas 0 a 0 se dan detalles sobre el tamaño de las vigas y mallazo de acero considerados en cada caso. En la tabla también se incluye el grado de conexión total a cortante de las vigas mixtas y el grado de acero, si difiere de S235. B1, B2, S y DC hacen referencia, respectivamente, a vigas principales, vigas secundarias, superficie de mallazo de armado en mm<sup>2</sup>/m y grado de conexión total a cortante de las vigas mixtas. Además la Luz 1 indica la longitud de las vigas secundarias y la Luz 2, la de las vigas principales. Se realizaron dos simulaciones para cada caso, una con la presencia del enlace mecánico entre la losa y los pilares (por ejemplo, mediante barras de armado adicionales), y, otra, sin dicho enlace.

**Tabla 8.2** *Parámetros seleccionados para forjados diseñados para una resistencia al fuego de 30 minutos*

R 30 Profundidad = 120 mm		Luz 1 [m]									
Luz 2 [m]	Carga [kN/m <sup>2</sup> ]	6		9		12		15			
6	2.5+1.25	B1	IPE300 DC: 0,9	B1	IPE360 DC: 1,0	B1	IPE450 DC: 1,0				
		B2	IPE240 DC: 0,8	B2	IPE360 DC: 0,7	B2	IPE450 DC: 0,7				
		S	84	S	99	S	142				
	5.0+1.25	B1	IPE360 DC: 0,9	B1	IPE450 DC: 1,0	B1	IPE500 DC: 1,0				
		B2	IPE270 DC: 0,7	B2	IPE400 DC: 0,6	B2	IPE500 DC: 0,6				
		S	99	S	142	S	142				
7.5	2.5+1.25							B1	IPE600 DC: 1,0		
								B2	IPE550 DC: 0,7		
								S	142		
	5.0+1.25							B1	IPE600 -S355 DC: 1,0		
								B2	IPE600 DC: 0,7		
								S	142		
9	2.5+1.25			B1	IPE550 DC: 0,6	B1	IPE600 DC: 0,8	B1	IPE600 DC: 1,0		
				B2	IPE360 DC: 0,7	B2	IPE450 DC: 0,7	B2	IPE500 DC: 0,7		
				S	99	S	142	S	142		
	5.0+1.25			B1	IPE550 -S355 DC: 0,6	B1	IPE600 -S355 DC: 0,8	B1	IPE600 -S355 DC: 1,0		
				B2	IPE400	B2	IPE500	B2	IPE600		

				DC: 0,6		DC: 0,6		DC: 0,7
			S	142	S	142	S	142

**Tabla 8.3** *Parámetros seleccionados para forjados diseñados para una resistencia al fuego de 60 minutos*

R 60 Profundidad = 130 mm		Luz 1 [m]								
Luz 2 [m]	Carga [kN/m <sup>2</sup> ]	6		9		12		15		
6	2.5+1.25	B1	IPE300	B1	IPE360	B1	IPE450			
			DC: 0,8		DC: 0,9		DC: 1,0			
		B2	IPE240	B2	IPE360	B2	IPE450			
	DC: 0,8		DC: 0,8		DC: 0,7					
	5.0+1.25	S	115		S 193		S 284			
			B1	IPE360	B1	IPE450	B1			IPE500
DC: 0,8				DC: 0,9		DC: 1,0				
B2	IPE270	B2	IPE400	B2	IPE500					
	DC: 0,7		DC: 0,6		DC: 0,5					
7.5	2.5+1.25	S	151		S 227		S 347			
			B1	IPE600	B1	IPE600	B1	IPE600		
				DC: 1,0		DC: 1,0		DC: 0,9		
	5.0+1.25	S	433		S 433		S 311			
			B1	IPE600-S355	B1	IPE600-S355	B1	IPE750 x 173		
				DC: 1,0		DC: 0,7		DC: 0,9		
B2	IPE600	B2	IPE600	B2	IPE600					
	DC: 0,6		DC: 0,6		DC: 0,6					
9	2.5+1.25	S	166		S 245		S 311			
			B1	IPE550	B1	IPE600	B1	IPE600		
				DC: 0,5		DC: 0,7		DC: 0,9		
	5.0+1.25	S	210		S 297		S 393			
			B2	IPE360	B2	IPE450	B2	IPE550		
				DC: 0,8		DC: 0,7		DC: 0,7		
B1	IPE550-S355	B1	IPE550-S355	B1	IPE600					
	DC: 0,5		DC: 0,7		DC: 0,9					
B2	IPE400	B2	IPE500	B2	IPE600					
	DC: 0,6		DC: 0,5		DC: 0,6					



**Tabla 8.4** *Parámetros seleccionados para forjados diseñados para una resistencia al fuego de 90 minutos*

R 90 Profundidad = 140 mm		Luz 1 [m]								
Luz 2 [m]	Carga [kN/m <sup>2</sup> ]	6		9		12		15		
6	2.5+1.25	B1	IPE300	B1	IPE360	B1	IPE450			
			DC: 0,7		DC: 1,0		DC: 1,0			
		B2	IPE240	B2	IPE360	B2	IPE450			
	DC: 0,7		DC: 0,8		DC: 0,7					
	S	119	S	187	S	291				
	5.0+1.25	B1	IPE360	B1	IPE450	B1	IPE500			
DC: 0,7			DC: 1,0		DC: 1,0					
B2		IPE270	B2	IPE400	B2	IPE500				
	DC: 0,7	DC: 0,6		DC: 0,6						
S	146	S	233	S	355					
7.5	2.5+1.25							B1	IPE600	
								DC: 0,9		
								B2	IPE550	
	S	393								
	5.0+1.25								B1	IPE600
									-S355	
DC: 0,9										
B2	IPE600									
S	473									
9	2.5+1.25			B1	IPE550	B1	IPE600	B1	IPE600	
					DC: 0,5		DC: 0,6		-S355	
					B2		IPE360		B2	IPE450
	DC: 0,8	DC: 0,7	DC: 0,7							
	S	177	S	252	S	340				
	5.0+1.25			B1	IPE550-	B1	IPE600	B1	IPE750	
					S355		-S355		x 173	
					DC: 0,5		DC: 0,6		DC: 0,7	
	B2	IPE400	B2	IPE500	B2	IPE600				
DC: 0,6	DC: 0,6	DC: 0,6								
S	215	S	311	S	433					

**Tabla 8.5** Parámetros seleccionados para forjados diseñados para una resistencia al fuego de 120 minutos

R 120 Profundidad = 140 mm		Luz 1 [m]							
Luz 2 [m]	Carga [kN/m <sup>2</sup> ]	6		9		12		15	
6	2.5+1.25	B1	IPE300	B1	IPE360	B1	IPE450		
			DC: 0,6		DC: 1,0		DC: 1,0		
		B2	IPE240	B2	IPE360	B2	IPE450		
	DC: 0,7		DC: 0,8		DC: 0,7				
	S	132	S	204	S	318			
	5.0+1.25	B1	IPE360	B1	IPE450	B1	IPE500		
DC: 0,6			DC: 1,0		DC: 1,0				
B2		IPE270	B2	IPE400	B2	IPE500			
	DC: 0,7	DC: 0,6		DC: 0,6					
S	161	S	252	S	393				
7.5	2.5+1.25							B1	IPE600
								DC: 0,8	
								B2	IPE550
		DC: 0,7							
	S	417							
	5.0+1.25								B1
-S355									
DC: 0,8									
B2	IPE600								
	DC: 0,6								
S	503								
9	2.5+1.25			B1	IPE550	B1	IPE550-	B1	IPE600
					DC: 0,4		S355		DC: 0,7
					B2		IPE360		B2
		DC: 0,8		DC: 0,7		DC: 0,7			
	S	193	S	277	S	377			
	5.0+1.25				B1	IPE550	B1	IPE600-	B1
-S355						DC: 0,6		x 173	
DC: 0,4								DC: 0,7	
B2	IPE400	B2	IPE500	B2	IPE600				
	DC: 0,6		DC: 0,6		DC: 0,6				
S	252	S	340	S	457				

#### 8.4.2 Datos de entrada para el estudio paramétrico

Los resultados del estudio paramétrico se han utilizado para investigar los dos problemas siguientes, que resultan significativos para la aplicación del método de cálculo simplificado en la práctica.

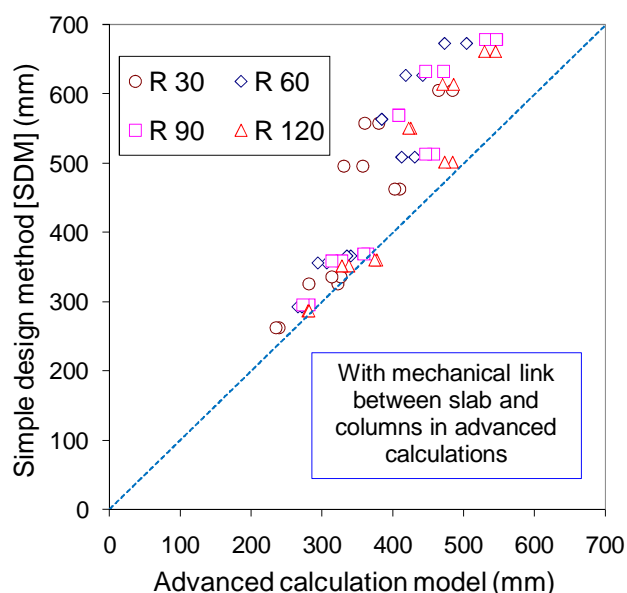
- flecha máxima del forjado
- alargamiento mecánico máximo del mallazo de acero de armadura

#### **Flecha máxima del forjado**

Como se describe en el método de cálculo simplificado (Sección 5) y se demuestra durante el ensayo de fuego (Sección 7), se podría producir una gran flecha en el forjado antes de llegar al punto de colapso estructural. Puesto que la resistencia de la losa se sustenta en el efecto de membrana por tracción de la losa del forjado, esta flecha grande es necesaria para activar este mecanismo portante de carga. No obstante, las flechas grandes en el forjado también pueden desembocar en la pérdida de la integridad por el agrietamiento del hormigón, grandes deformaciones en la armadura y la posible modificación de la situación de carga si el forjado se inclinara demasiado. Las autoridades reguladoras también son sensibles a los métodos de

diseño que desembocan en flechas mucho mayores que las experimentadas en los ensayos tradicionales, aunque no resulten realmente relevantes para el método de diseño que se trata en la presente publicación. Asimismo el método de cálculo simplificado presupone que permanece rígida la viga del perímetro de cada zona de diseño de forjado. En realidad, las vigas de alrededor se desvían en el momento en el que se someten al fuego. Así pues, el estudio paramétrico presta una atención especial a las flechas para poder tratar estos problemas.

En el método de cálculo simplificado, se ha supuesto un valor máximo de flecha admisible (ver Sección 6.2.1) para predecir la capacidad portante de carga límite del forjado. Por lo tanto, el primer paso de la investigación actual es comprobar si esta flecha máxima admisible es coherente con la flecha predicha por el método de cálculo avanzado. Como resultado, se llevó a cabo una comparativa entre la flecha calculada por el análisis numérico y las flechas máximas admisibles según el método de cálculo simplificado, ilustrando los resultados en 0 (con enlace mecánico entre losa y pilares) y 0 (sin enlace mecánico entre losa y pilares). Puesto que el método de diseño simple presupone los soportes periféricos limitados verticales, y los cálculos avanzados tienen en cuenta las vigas de acero periféricas flexibles, se realizó la comparativa entre ellos con la flecha total del forjado en situación de fuego, descontando la flecha de las vigas periféricas.



**Figura 8.38** Comparación de la flecha predicha por el modelo de cálculo avanzado con la flecha máxima admisible según el método de cálculo simplificado (MCS) con enlace mecánico entre losa y pilares

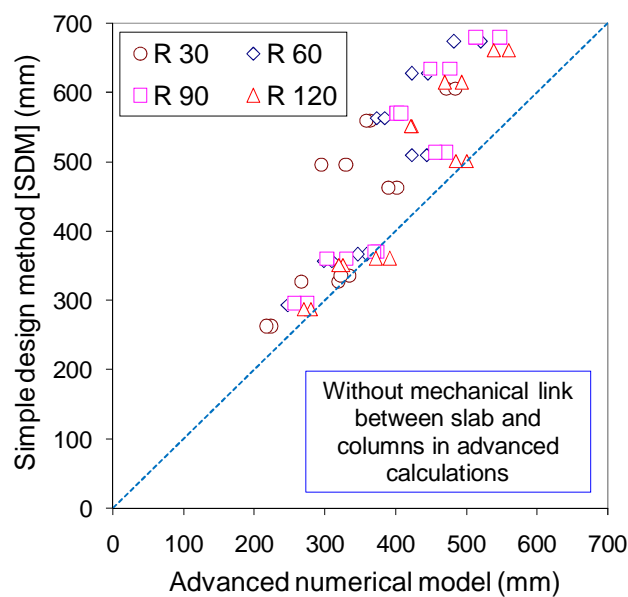
De la comparativa se puede adivinar que la flecha máxima admisible empleada en el método de diseño simple es sistemáticamente mayor que la flecha máxima predicha en el análisis numérico. La dispersión entre ambas parece aumentar en función del tamaño del panel de forjado. De hecho, el significado físico de este descubrimiento es que el método de cálculo simplificado predice una capacidad portante de carga menor del forjado que el modelo de cálculo avanzado con el mismo valor de flecha. Según este punto de vista, el método de cálculo simplificado se puede considerar conservador.

Tradicionalmente, algunas normativas nacionales de fuego definen el valor de flecha de  $l_{uz}/30$  como criterio de fallo de un elemento estructural simple para ensayos de flexión (vigas y losas) según las condiciones de fuego según ISO<sup>(38)</sup>. En el caso de los forjados colaborantes con vigas principales, vigas secundarias y losas, se puede plantear que el límite de flecha total del forjado será la suma de las flechas admisibles de cada uno de los

elementos estructurales, como se ilustra en 0, en lugar de considerar individualmente cada flecha, porque estos elementos estructurales se montan juntos.

Por consiguiente, sea cual sea la distribución de vigas, el límite de flecha será al menos  $(luz1+luz2)/30$ , siendo luz 1 la longitud de las vigas secundarias, y luz 2, la longitud de las vigas principales.

Para este criterio de fallo, será interesante comprobar la clasificación de fuego del forjado. En 0 se puede ver una comparativa en la que se indica la razón entre la duración del fuego para llegar al criterio de flecha según el modelo numérico avanzado, y la clasificación de fuego prevista según el método de cálculo simplificado. En todos los casos dicha razón es mayor que 1,0, lo que quiere decir que si se adopta la flecha anterior como criterio de fallo, la clasificación de fuego será mayor que la indicada por medio del método de cálculo simplificado. Así pues, la aplicación del cálculo simple satisfará automáticamente el criterio de flecha anterior.



**Figura 8.39** Comparación de la flecha predicha por el modelo de cálculo avanzado con la flecha máxima admisible según el método de cálculo simplificado (MCS) sin enlace mecánico entre losa y pilares

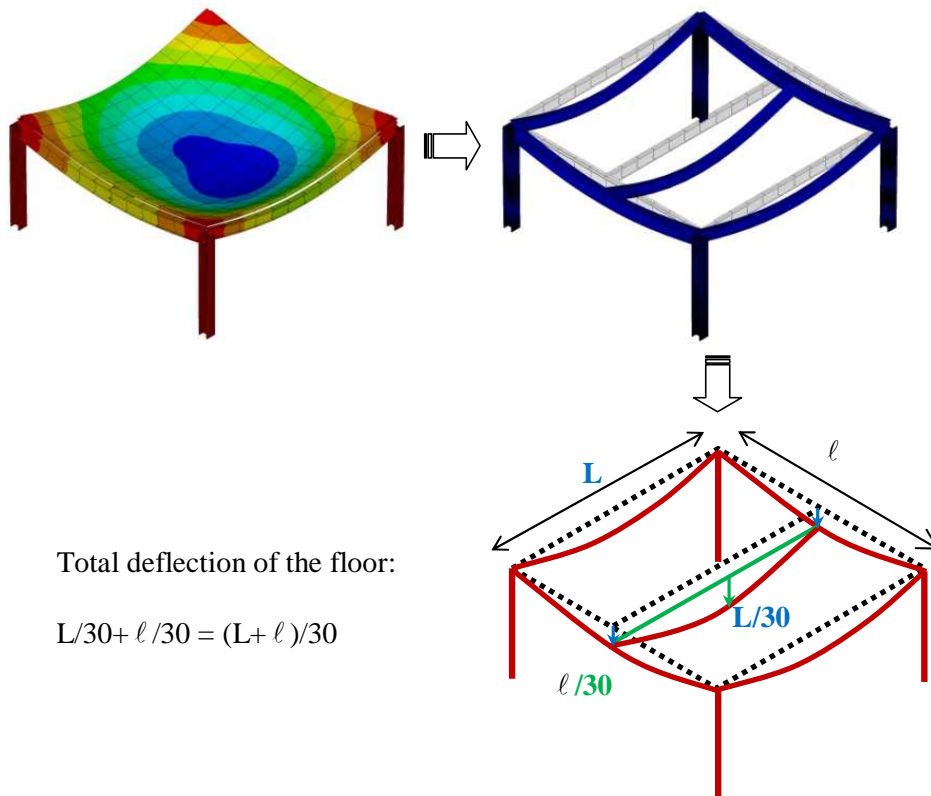


Figura 8.40 Límite de flecha total según el criterio de luz/30

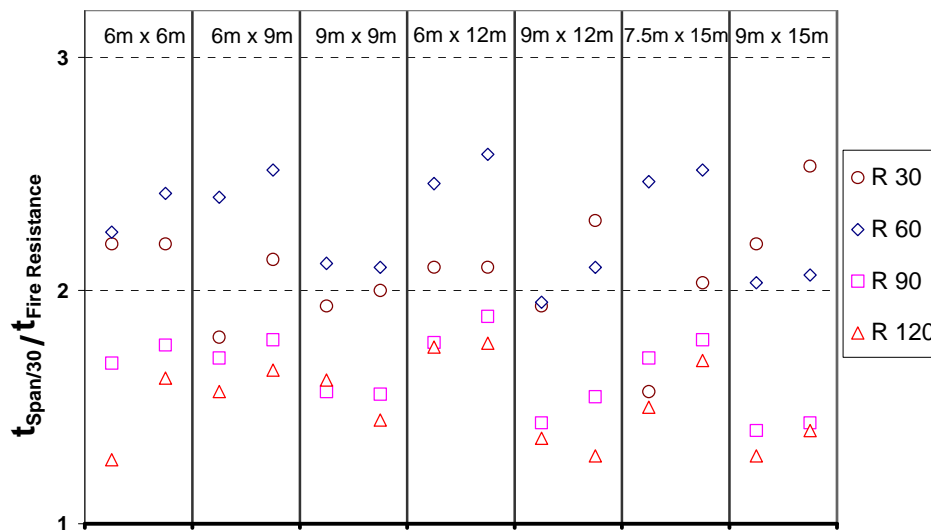


Figura 8.41 Razón entre el momento en el que la flecha prevista llega a luz/30 y la resistencia al fuego prevista según el método de cálculo simplificado

La normativa europea de ensayos de resistencia al fuego <sup>(32)</sup>, define los siguientes límites de flecha para evaluar el criterio de soporte de carga de elementos sometidos a flexión. El fallo del soporte de carga en este tipo de elemento estructural se ve que ocurre si la flecha medida supera la flecha límite o la relación límite de flechas que se indica a continuación:

Flecha límite,  $D = \frac{L^2}{400d}$  mm; y,

Relación límite de flechas,  $\frac{dD}{dt} = \frac{L^2}{9000d}$  mm/min

donde:

- $L$  es la luz clara del ensayo de muestra, en milímetros
- $d$  es la distancia desde la fibra del extremo de la zona de compresión de diseño en frío hasta la fibra del extremo de la zona de tensión de diseño en frío del sector estructural, en milímetros.

Hay que tener en cuenta que no se aplica el criterio con respecto a la relación de flechas hasta que se ha superado una flecha de luz/30. Es por este motivo por el que no se tiene en cuenta este criterio, ya que ya se incluye en el criterio de flecha anterior basado en Luz/30. Se puede aplicar el mismo principio que se considera con el criterio de Luz/30 para obtener el límite de flecha máximo admisible del forjado.

### ***Alargamiento del mallazo de acero de armadura***

Además de la flecha del forjado, el alargamiento del acero de armadura es la segunda función que se investiga en detalle en este estudio paramétrico. El método de cálculo simplificado se basa en el análisis plástico de la capacidad portante de carga del sistema de forjado, dejando cabida a un incremento por el efecto de membrana por tracción. Como se explica en la Sección 6 el fallo de la losa podría darse como consecuencia de la fractura del mallazo en la luz corta de la losa. Esta fractura podría incluso darse igualmente en los extremos del forjado en los que hay continuidad de la losa.

Este estudio paramétrico dio la oportunidad de investigar la deformación de la armadura prevista por el modelo de cálculo avanzado cuando se llega a la resistencia objetivo al fuego. Conociendo el alargamiento de armadura a la fractura, se puede extraer una conclusión del margen de seguridad frente a la fractura de la malla que nos deja el método simple.

Puesto que el mallazo de acero de armadura se coloca sobre toda la zona del forjado, y es continua en todas las vigas, incluidas las vigas límite con protección, también se va a producir una deformación significativa a la tracción en las vigas con protección y alrededor de las columnas.

Si el alargamiento se hiciera demasiado grande, se podría producir la fractura de la armadura, lo que llevaría a una pérdida de integridad y aislamiento del forjado antes de llegar al fallo del soporte de carga. No obstante, se plantea la duda sobre el criterio que se ha de aplicar a la capacidad de alargamiento del acero de armadura. La EN 1992-1-2<sup>(35)</sup> considera que para el diseño plástico, la capacidad de alargamiento mínima en el límite de tensión del acero de armadura debe alcanzar el 5% como mínimo. Así pues, este valor se toma como criterio de alargamiento en este estudio paramétrico del mallazo de acero de la armadura.

Los resultados de este estudio paramétrico en relación con la flecha máxima de los forjados, obtenidos para todas las duraciones de resistencia al fuego, y el alargamiento máximo del acero de armadura en dos direcciones ortogonales (paralelas respectivamente a las vigas principales y secundarias), vienen recogidos en las tablas 0 a 0. En estas tablas, MCS (SDM en inglés) quiere decir método de diseño simple, y Spans (luces) quiere decir (Luz 1 + Luz 2). Gracias a estas tablas se puede ver que en todos estos casos, la flecha máxima admisible utilizada para evaluar la capacidad portante de carga en el método de cálculo simplificado siempre supera las predicciones del modelo numérico avanzado. En lo que se refiere al alargamiento máximo del acero de armadura, se puede observar que los valores máximos obtenidos con el modelo numérico avanzado para cualquier duración de fuego, siempre son menores al 5%, lo que, una vez más, es ampliamente satisfactorio.

**Tabla 8.6** Dirección del forjado y alargamiento del acero de armadura con una duración de fuego de R30 (con un enlace mecánico entre losa y pilares)

Carga [kN/m <sup>2</sup> ]	Luz 1 L [m]	Luz 2 $\ell$ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Alargamiento Luz 1 [%]	Alargamiento Luz 2 [%]
			Suma total	Losa					
2,5+1,25	6	6	248	239	262	400	500	2,8%	3,0%
5,0+1,25	6	6	240	235	262	400	462	2,9%	2,7%
2,5+1,25	9	6	359	322	326	500	609	2,8%	2,4%
5,0+1,25	9	6	312	282	326	500	563	3,0%	2,3%
2,5+1,26	9	9	359	331	495	600	844	3,4%	2,6%
5,0+1,25	9	9	389	358	495	600	779	3,0%	2,4%
2,5+1,25	12	6	379	326	335	600	789	3,1%	2,3%
5,0+1,25	12	6	361	314	335	600	726	3,0%	2,5%
2,5+1,25	12	9	443	381	558	700	987	3,2%	2,3%
5,0+1,25	12	9	416	361	558	700	907	3,0%	2,6%
2,5+1,25	15	7.5	480	410	462	750	1049	3,1%	3,8%
5,0+1,25	15	7.5	461	403	462	750	977	3,0%	4,0%
2,5+1,25	15	9	539	465	605	800	1234	3,2%	3,1%
5,0+1,25	15	9	578	485	605	800	1063	3,5%	4,4%

**Tabla 8.7** Dirección del forjado y alargamiento del acero de armadura con una duración de fuego de R60 (con un enlace mecánico entre losa y pilares)

Carga [kN/m <sup>2</sup> ]	Luz 1 L [m]	Luz 2 $\ell$ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Alargamiento Luz 1 [%]	Alargamiento Luz 2 [%]
			Suma total	Losa					
2,5+1,25	6	6	288	271	293	400	486	3,6%	3,1%
5,0+1,25	6	6	280	266	293	400	450	3,7%	2,9%
2,5+1,25	9	6	348	307	356	500	597	3,5%	2,8%
5,0+1,25	9	6	334	294	356	500	552	3,4%	2,6%
2,5+1,26	9	9	434	385	563	600	827	3,9%	2,9%
5,0+1,25	9	9	429	384	563	600	764	3,6%	2,8%
2,5+1,25	12	6	409	341	366	600	776	3,3%	2,4%
5,0+1,25	12	6	397	335	366	600	714	3,1%	2,5%
2,5+1,25	12	9	527	442	627	700	970	3,7%	2,7%
5,0+1,25	12	9	499	419	627	700	893	3,4%	2,7%
2,5+1,25	15	7.5	524	431	509	750	1034	3,1%	3,7%
5,0+1,25	15	7.5	492	413	509	750	963	2,8%	3,4%
2,5+1,25	15	9	607	505	673	800	1125	3,6%	3,4%
5,0+1,25	15	9	571	474	673	800	1048	3,3%	3,1%

**Tabla 8.8** Dirección del forjado y alargamiento del acero de armadura con una duración de fuego de R90 (con un enlace mecánico entre losa y pilares)

Carga [kN/m <sup>2</sup> ]	Luz 1 L [m]	Luz 2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Alargamiento Luz 1 [%]	Alargamiento Luz 2 [%]
			Suma total	Losa					
2,5+1,25	6	6	306	282	295	400	474	2,7%	2,6%
5,0+1,25	6	6	294	274	295	400	439	2,8%	2,3%
2,5+1,25	9	6	379	328	359	500	585	2,7%	2,5%
5,0+1,25	9	6	364	314	359	500	542	2,7%	2,2%
2,5+1,26	9	9	471	408	569	600	810	3,3%	2,2%
5,0+1,25	9	9	468	409	569	600	750	3,1%	2,2%
2,5+1,25	12	6	448	365	369	600	763	2,5%	2,6%
5,0+1,25	12	6	436	360	369	600	703	2,2%	2,4%
2,5+1,25	12	9	579	472	633	700	953	3,0%	2,4%
5,0+1,25	12	9	548	447	633	700	879	2,7%	2,3%
2,5+1,25	15	7.5	579	458	513	750	1019	2,6%	3,1%
5,0+1,25	15	7.5	550	446	513	750	950	1,9%	2,9%
2,5+1,25	15	9	670	532	679	800	1109	2,6%	3,1%
5,0+1,25	15	9	668	547	679	800	1034	2,3%	2,5%

**Tabla 8.9** Dirección del forjado y alargamiento del acero de armadura con una duración de fuego de R120 (con un enlace mecánico entre losa y pilares)

Carga [kN/m <sup>2</sup> ]	Luz 1 L [m]	Luz 2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Alargamiento Luz 1 [%]	Alargamiento Luz 2 [%]
			Suma total	Losa					
2,5+1,25	6	6	360	281	287	400	462	3,1%	2,6%
5,0+1,25	6	6	305	281	287	400	429	3,2%	2,7%
2,5+1,25	9	6	398	339	351	500	574	3,0%	2,7%
5,0+1,25	9	6	386	328	351	500	532	3,0%	2,6%
2,5+1,26	9	9	500	426	551	600	794	3,9%	2,7%
5,0+1,25	9	9	492	422	551	600	736	3,6%	2,6%
2,5+1,25	12	6	476	377	360	600	750	2,8%	3,1%
5,0+1,25	12	6	464	374	360	600	692	2,4%	3,0%
2,5+1,25	12	9	616	487	614	700	938	3,6%	2,8%
5,0+1,25	12	9	626	470	614	700	865	3,4%	2,8%
2,5+1,25	15	7.5	625	485	501	750	1004	2,6%	3,6%
5,0+1,25	15	7.5	592	473	501	750	938	2,2%	3,4%
2,5+1,25	15	9	705	545	661	800	1093	3,2%	3,3%
5,0+1,25	15	9	676	530	661	800	1020	2,7%	3,2%

Los resultados que aparecen en estas tablas, derivados de la investigación paramétrica, con el modelo de cálculo avanzado ANSYS, se basan en el supuesto de que la losa colaborante está unida a todos los pilares de acero, con armadura de barras de acero adicional. Es cierto que este detalle constructivo puede reducir la flecha del forjado, pero, en realidad, no siempre es posible, especialmente en las vigas de extremos. Será por tanto muy importante saber qué



impacto va a tener en el comportamiento global del forjado si se aplica este detalle constructivo. Se realizó una segunda serie de estudios sin este detalle constructivo, y los resultados fueron los que se presentan de la misma forma en las tablas 0 a 0. Ciertamente las flechas máximas son ligeramente superiores a las anteriores. Sin embargo, siguen siendo casi siempre menores de las estimadas según los diferentes criterios tradicionales. El alargamiento máximo del mallazo de acero de la armadura en todos los forjados es incluso menor del 5% para todas las clasificaciones de fuego indicadas.

**Tabla 8.10** Dirección del forjado y alargamiento del acero de armadura con una duración de fuego de R30 (sin un enlace mecánico entre losa y pilares)

Carga [kN/m <sup>2</sup> ]	Luz 1 L [m]	Luz 2 $\ell$ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Alargamiento Luz 1 [%]	Alargamiento Luz 2 [%]
			Suma total	Los a					
2,5+1,25	6	6	305	224	262	400	500	2,8%	2,4%
5,0+1,25	6	6	285	218	262	400	462	3,0%	2,2%
2,5+1,25	9	6	363	274	326	500	609	2,9%	2,2%
5,0+1,25	9	6	330	267	326	500	563	3,0%	2,1%
2,5+1,26	9	9	406	295	495	600	844	3,2%	2,2%
5,0+1,25	9	9	394	330	495	600	779	3,1%	2,4%
2,5+1,25	12	6	415	335	335	600	789	3,4%	2,1%
5,0+1,25	12	6	392	323	335	600	726	3,0%	2,2%
2,5+1,25	12	9	464	364	558	700	987	3,3%	2,2%
5,0+1,25	12	9	442	359	558	700	907	3,0%	2,5%
2,5+1,25	15	7.5	490	402	462	750	1049	3,2%	3,0%
5,0+1,25	15	7.5	463	390	462	750	977	2,8%	3,1%
2,5+1,25	15	9	569	472	605	800	1234	3,0%	3,6%
5,0+1,25	15	9	578	485	605	800	1063	3,1%	4,0%

**Tabla 8.11** Dirección del forjado y alargamiento del acero de armadura con una duración de fuego de R60 (sin enlace mecánico entre losa y pilares)

Carga [kN/m <sup>2</sup> ]	Luz 1 L [m]	Luz 2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Alargamiento Luz 1 [%]	Alargamiento Luz 2 [%]
			Suma total	Losa					
2,5+1,25	6	6	348	264	293	400	486	3,7%	2,6%
5,0+1,25	6	6	325	248	293	400	450	3,7%	2,6%
2,5+1,25	9	6	400	310	356	500	597	3,5%	2,5%
5,0+1,25	9	6	380	298	356	500	552	3,6%	2,5%
2,5+1,26	9	9	493	373	563	600	827	3,5%	2,5%
5,0+1,25	9	9	481	385	563	600	764	3,2%	2,5%
2,5+1,25	12	6	463	359	366	600	776	4,0%	2,6%
5,0+1,25	12	6	435	346	366	600	714	3,8%	2,8%
2,5+1,25	12	9	587	445	627	700	970	3,8%	2,6%
5,0+1,25	12	9	548	423	627	700	893	3,5%	2,8%
2,5+1,25	15	7.5	565	444	509	750	1034	3,6%	3,2%
5,0+1,25	15	7.5	520	423	509	750	963	3,3%	3,0%
2,5+1,25	15	9	660	520	673	800	1125	3,1%	3,6%
5,0+1,25	15	9	607	483	673	800	1048	2,8%	3,4%

**Tabla 8.12** Dirección del forjado y alargamiento del acero de armadura con una duración de fuego de R90 (sin enlace mecánico entre losa y pilares)

Carga [kN/m <sup>2</sup> ]	Luz 1 L [m]	Luz 2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Alargamiento Luz 1 [%]	Alargamiento Luz 2 [%]
			Suma total	Losa					
2,5+1,25	6	6	363	275	295	400	474	4,1%	3,0%
5,0+1,25	6	6	338	257	295	400	439	4,3%	3,1%
2,5+1,25	9	6	433	331	359	500	585	2,6%	2,3%
5,0+1,25	9	6	403	303	359	500	542	3,8%	3,0%
2,5+1,26	9	9	531	402	569	600	810	3,3%	2,0%
5,0+1,25	9	9	521	408	569	600	750	2,2%	2,2%
2,5+1,25	12	6	497	375	369	600	763	2,5%	2,4%
5,0+1,25	12	6	475	370	369	600	703	3,2%	2,2%
2,5+1,25	12	9	644	477	633	700	953	3,0%	2,4%
5,0+1,25	12	9	599	450	633	700	879	2,8%	2,2%
2,5+1,25	15	7.5	624	472	513	750	1019	2,2%	3,0%
5,0+1,25	15	7.5	582	457	513	750	950	1,9%	2,8%
2,5+1,25	15	9	726	548	679	800	1109	2,6%	2,8%
5,0+1,25	15	9	670	514	679	800	1034	2,3%	2,5%

**Tabla 8.13** Dirección del forjado y alargamiento del acero de armadura con una duración de fuego de R120 (sin un enlace mecánico entre losa y pilares)

Carga [kN/m <sup>2</sup> ]	Luz 1 L [m]	Luz 2 $\ell$ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Alargamiento Luz 1 [%]	Alargamiento Luz 2 [%]
			Suma total	Losa					
2,5+1,25	6	6	393	280	287	400	462	4,9%	3,8%
5,0+1,25	6	6	353	270	287	400	429	5,2%	3,7%
2,5+1,25	9	6	466	326	351	500	574	4,6%	4,1%
5,0+1,25	9	6	434	320	351	500	532	4,5%	3,9%
2,5+1,26	9	9	567	423	551	600	794	2,8%	2,9%
5,0+1,25	9	9	548	421	551	600	736	3,6%	4,5%
2,5+1,25	12	6	537	392	360	600	750	4,1%	2,6%
5,0+1,25	12	6	509	372	360	600	692	3,8%	2,6%
2,5+1,25	12	9	686	493	614	700	938	3,7%	2,8%
5,0+1,25	12	9	663	469	614	700	865	3,5%	2,7%
2,5+1,25	15	7.5	677	501	501	750	1004	3,2%	3,2%
5,0+1,25	15	7.5	625	485	501	750	938	2,8%	3,1%
2,5+1,25	15	9	767	560	661	800	1093	2,7%	3,5%
5,0+1,25	15	9	717	539	661	800	1020	2,8%	3,1%

## 8.5 Conclusión

El objetivo del estudio paramétrico era realizar una investigación detallada del método de cálculo simplificado con la ayuda de modelos de cálculo avanzados, homologados con respecto a un ensayo de fuego ISO. A partir de los resultados, podemos concluir lo siguiente:

- Con respecto a la capacidad portante de carga, el modelo de cálculo simplificado arroja resultados conservadores en comparación con los modelos de cálculo avanzados;
- Cuando se utilizan criterios de flecha tradicionales basados en el comportamiento de los elementos estructurales de flexión por individual, el rendimiento de los sistemas de forjado colaborante, según lo previsto con el método de cálculo simplificado, confiere una gran seguridad;
- En lo que se refiere al alargamiento del mallazo de acero de la armadura, suele quedar normalmente por debajo del 5%, requisito de alargamiento mínimo recomendado por la EN 199212 para todos los tipos de acero para armadura.
- Los enlaces mecánicos entre la losa y los pilares no son necesarios. Sin embargo, este detalle constructivo podría reducir la flecha de un sistema de forjado colaborante en una situación de fuego.

Los resultados derivados del estudio paramétrico nos muestran claramente que el método de cálculo simplificado es totalmente capaz de predecir con seguridad el rendimiento estructural de los forjados colaborantes de acero y hormigón sometidos a una condición de fuego según la ISO, lo que puede tomarse como prueba evidente de que se puede utilizar el método en el diseño de ingeniería estructural contra incendios.

## 9 BIBLIOGRAFÍA

1. 'Fire Safe Design: A new approach to multi-storey steel framed buildings' P288, The Steel Construction Institute, 2006.
2. 'The behaviour of Multi-storey steel framed buildings in fire', A European joint research programme, British Steel Swinden Technology Centre, 1999
3. Lennon, T., 'Cardington fire tests: instrumentation locations for large compartment fire test.', Building Research Establishment Report N100/98, June 1996.
4. Lennon, T., 'Cardington fire tests: instrumentation locations for corner fire test.', Building Research Establishment Report N152/95, June 1996
5. Wainman, W. and Kirby, B., Compendium of UK standard fire test data, No.1 - Unprotected structural steel, British Steel, Swinden Technology Centre, 1987
6. Investigation of Broadgate Phase 8 Fire, SCI, Ascot, 1991.
7. Thomas, I. R., Bennetts, I. D., Dayawansa, P., Proe, D. J. and Lewins, R. R., 'Fire Tests of the 140 William Street Office Building.', BHPR/ENG/R/92/043/SG2C, BHP Research, Melbourne Australia, 1992
8. Proe, D. J. and Bennetts, I. D., 'Real Fire Tests in 380 Collins Street Office Enclosure.', BHPR/PPA/R/94/051/SG021A, BHP Research Melbourne Australia, 1994.
9. Brand Verhalten Von Stahl und Stahlverbund Konstruktionen (Fire behaviour of steel and composite construction), Verlag TUV Rheinland, 1986.
10. Johansen, K.W., 'The Ultimate strength of Reinforced Concrete Slabs.', International Association for Bridge and Structural Engineering, Final Report, Third Congress, Liege, September 1948.
11. Ockleston AJ. Load tests on a 3-storey reinforced concrete building in Johannesburg. Struct Eng 1955;33(10):304-22
12. Bailey C.G. and Moore D.B., The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subjected to fire: Part 1: Theory
13. Bailey C.G. and Moore D.B., The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subjected to fire: Part 2: Design
14. Park, R, Ultimate strength of rectangular concrete slabs under short term uniform loading with edges restrained against lateral movement. Proceedings, Institution of Civil Engineers, 28, pp125-150.
15. Wood R. H. Plastic and elastic design of slabs and plates, with particular reference to reinforced concrete floor slabs Thames and Husdon, London. 1961.
16. Taylor R. A note on a possible basis for a new method of ultimate load design of reinforced concrete slabs. Magazine of concrete research VOL 17 NO. 53 Dec 1965 pp. 183-186
17. Kemp. K.O. Yield of a square reinforced concrete slab on simple supports allowing for membrane forces. The structural Engineer Vol 45, No.7 July 1967 pp. 235-240.
18. Sawczuk A. and Winniki L. Plastic behaviour of simply supported reinforced concrete plated are moderately large deflections. Int J. Solids Structures Vol 1 1965 pp. 97 to 111.
19. Hayes B. Allowing for membrane action in the plastic analysis of rectangular reinforced concrete slabs Magazine of concrete research Vol. 20 No. 81 Dec 1968. pp 205-212.
20. Bailey C. G., White D.S. and Moore D.B. The tensile membrane action of unrestrained composite slab under fire conditions, Engineering Structures, vol. 22, no12, pp. 1583-1595

21. Bailey C. G. & Toh, W.S. 'Behaviour of concrete floor slabs at ambient and elevated temperature', Fire Safety Journal, 42, 00425-436, 2007.
22. Hayes B. and Taylor R. Load-Testing RC slabs. The Consulting Engineer. Nov. 1969. pp 46-47
23. Taylor R., Maher D.R.H. and Hayes B. Effect of arrangement of reinforcement on the behaviour of the reinforced concrete slabs. Magazine of concrete research Vol 18 No. 55. June 1966. pp 85-94
24. Moy S.S.J. Load-deflection characteristics of rectangular reinforced concrete slabs. Magazine of concrete research Vol 24 No. 81 Dec. 1972. pp 209-218.
25. Bailey, C.G., Efficient arrangement of Reinforcement for membrane behaviour of composite slabs in fire conditions, Journal of Constructional Steel Research, 59, 2003, pp931-949.
26. Bailey C.G., Membrane action of lightly reinforced concrete slabs at large displacements, Engineering Structures, 23, 2001, pp470-483.
27. Bailey, Colin G. and Toh, Wee Siang. Experimental behaviour of concrete floor slabs at ambient and elevated temperatures. SIF06
28. O'Conner MA, Kirby BR, Martin DM. Behaviour of a multi-storey composite steel framed building in fire. Struct Eng 2003;81(2):27–36.
29. Bailey CG, Lennon T, Moore DB. The behaviour of full-scale steel framed buildings subjected to compartment fires. Struct Eng 1999; 77(8):15–21.
30. Bailey CG, Membrane action of slab/beam composite floor systems in fire. Engineering Structures 26 2004:1691-1703.
31. Wang YC. Tensile membrane action in slabs and its application to the Cardington fire tests. Fire, static and dynamic tests of building structures. Proceeding of the second Cardington conference, England, 12-14 March1996: 55–67
32. EN 1992-1-2, Eurocode 2, Design of concrete structures. Part 1.2: General rules. Structural fire design, CEN
33. EN 1994-1-2, Eurocode 2, Design of composite steel and concrete structures. Part 1.2: General rules. Structural fire design, CEN
34. EN 1994-1-1, Eurocode 4 Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN
35. EN 1993-1-8, Eurocode 3 Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints, CEN
36. EN 1992-1-1, Eurocode 2 Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN
37. EN 1991-1-2 - Eurocode 1 " Actions on structures. General actions. " – Part 1-2: Actions on structures exposed to fire, CEN.
38. ARRETE DU 21 AVRIL 1983, Ministère de l'Intérieur Français Détermination des degrés de résistance au feu des éléments de construction.
39. EN 1363-1 - Fire resistance tests – Part 1: General requirements, CEN.(35)