

Análisis del incendio bajo el Puente de las Flores de Valencia mediante técnicas de la ingeniería estructural del fuego

Analysis of the Fire Under the Puente de las Flores in Valencia Using Structural Fire Engineering Techniques

Ignacio Payá Zaforteza^a, Juan José Pagán Martínez^b y Antonio Hospitaler Pérez^c

^a Dr Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València. ICITECH. Catedrático de Universidad.

igpaza@cst.upv.es

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València., BB7. Estudiante de doctorado, Structural Fire Engineer. juapagma@alumni.upv.es

^c Dr Ingeniero Industrial. Universitat Politècnica de València. ICITECH. Catedrático de Universidad. ahospitaler@cst.upv.es

RESUMEN

El incendio de unos pallets ubicados junto a un estribo bajo el Puente de las Flores en Valencia en la noche del 4 de diciembre de 2022, afectó a su estructura y obligó a cortar el tráfico. Este artículo analiza el incidente con modelos numéricos avanzados validados con observaciones y ensayos. Los modelos empleados fueron: de incendio, para evaluar los flujos de calor; térmicos, para calcular las temperaturas en la estructura -que fueron inferiores a 730°C- y estructurales, para analizar la respuesta del tablero. La aplicación de estos modelos al análisis de un puente mixto con sección en cajón afectado por un incendio real es muy novedosa y los resultados obtenidos muestran cómo estas herramientas permiten informar y optimizar decisiones de reparación y refuerzo, mejorando la resiliencia de las estructuras frente al fuego.

ABSTRACT

The fire involving pallets located near an abutment under the Puente de las Flores in Valencia on the night of December 4, 2022, affected its structure and provoked traffic closures. This article analyzes the incident using advanced numerical models validated through observations and tests. The models employed were: fire models, to evaluate heat flows; thermal models, to calculate temperatures within the structure -which remained under 730°C; and structural models, to analyze the deck's response. The application of these models to a specific composite bridge box-girder bridge affected by a real fire is an important novelty, and the results demonstrate how these tools enable informed and optimized decisions for repair and reinforcement, enhancing the resilience of structures against fire.

PALABRAS CLAVE: puente, fuego, resiliencia, Puente de las Flores, Valencia.

KEYWORDS: bridge, fire, resilience, Puente de las Flores, Valencia.

1. Introducción

El Puente de las Flores es un puente sobre el antiguo cauce del río Turia en la ciudad de Valencia (ver Fig. 1a y b). El puente se terminó en el año 2002 y su tablero está formado por un conjunto de vigas cajón mixtas, longitudinales y transversales, que se cruzan diagonalmente, definiendo módulos de tablero hexagonales y triangulares (ver Fig. 1c). El puente tiene una longitud total de 147.3 m y un ancho de 24 m y consta de ocho vanos con una luz de 18 m para los vanos intermedios, 19.15 m para el vano extremo adyacente al Estribo 1 y 20.15 m para el vano extremo adyacente al Estribo 2 (ver Fig. 1a). La distancia entre los ejes de las vigas principales longitudinales es de 6 m (véase su sección tipo en la Fig. 2), y el canto máximo de las vigas cajón, que tienen almas inclinadas, es de 0.6 m. La sección estructural del puente se completa con una losa de hormigón con un espesor promedio de 0.25 m y una armadura longitudinal y transversal dispuesta en dos capas. Además, hay un diafragma de chapa de acero de 15 mm de espesor en la intersección de las vigas longitudinales y transversales que proporciona continuidad estructural y rigidez. La Fig. 3 muestra una vista en planta de los elementos estructurales en el vano afectado por el incendio. Una descripción detallada de la geometría de las vigas del puente se puede encontrar en [1].

Sobre las 5:30 a.m. del 4 de diciembre de 2022, se produjo el incendio de unos montones de pallets que estaban almacenados bajo el puente cerca del Estribo 2. Los pallets provenían de un proyecto de replantación de flores llevado a cabo en noviembre, y su número exacto y ubicación no se conocían con precisión. Tras el incendio, y durante las obras de reparación, se produjo el cierre parcial del puente. El incendio provocó numerosos daños (Fig. 4) como desconchados (*spalling*) en el hormigón del Estribo 2 con una profundidad máxima de

aproximadamente 3.5 cm y, en menor medida, en el módulo triangular del tablero cercano al Estribo 2, con una profundidad máxima de aproximadamente 2 cm. Además, la inspección visual reveló un pandeo local significativo en dos segmentos del ala inferior de la viga diafragma, desplazamientos fuera del plano en secciones de las vigas longitudinales y transversales. También se agrietaron tres soldaduras y se produjo una elevación del tablero en la zona cercana al estribo. Para obtener información sobre el estado del puente se realizaron los siguientes trabajos que se describen con mayor detalle en [1]:

- Extracción y ensayo a compresión de probetas testigo de hormigón y ensayos no destructivos con el esclerómetro.
- Ensayos de tracción de probetas de acero en zonas afectadas y no afectadas por el incendio. En el ensayo se midió el límite elástico, la resistencia máxima y la ductilidad. También se hizo el ensayo de dureza Vickers. Los ensayos arrojaron valores satisfactorios.
- Inspección visual y mediante el método de partículas magnéticas de soldaduras.
- Escaneo 3D del área de tablero afectada.
- Nivelación topográfica del tablero. Se midieron los desplazamientos verticales relativos del tablero respecto al Estribo 2, detectándose un levantamiento vertical de la parte central del tablero con un valor máximo de 4.2 cm.

El estudio reciente del estado del arte sobre incendios en puentes realizado por Liu et al. [2], muestra cómo la mayoría de los trabajos en este ámbito analizan casos teóricos y que hay muy pocos análisis de puentes mixtos con sección en cajón, por lo que el análisis del incidente supuso una oportunidad única para avanzar en la aplicación de las metodologías de la ingeniería estructural del fuego y demostrar su utilidad práctica.



Figura 1. Vistas del Puente de las Flores.

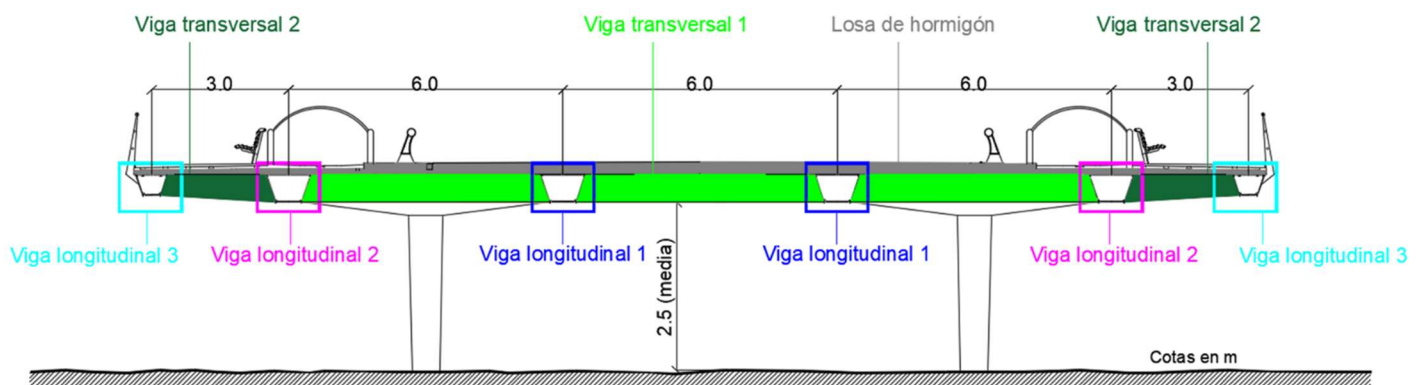


Figura 2. Sección transversal tipo del Puente de las Flores.

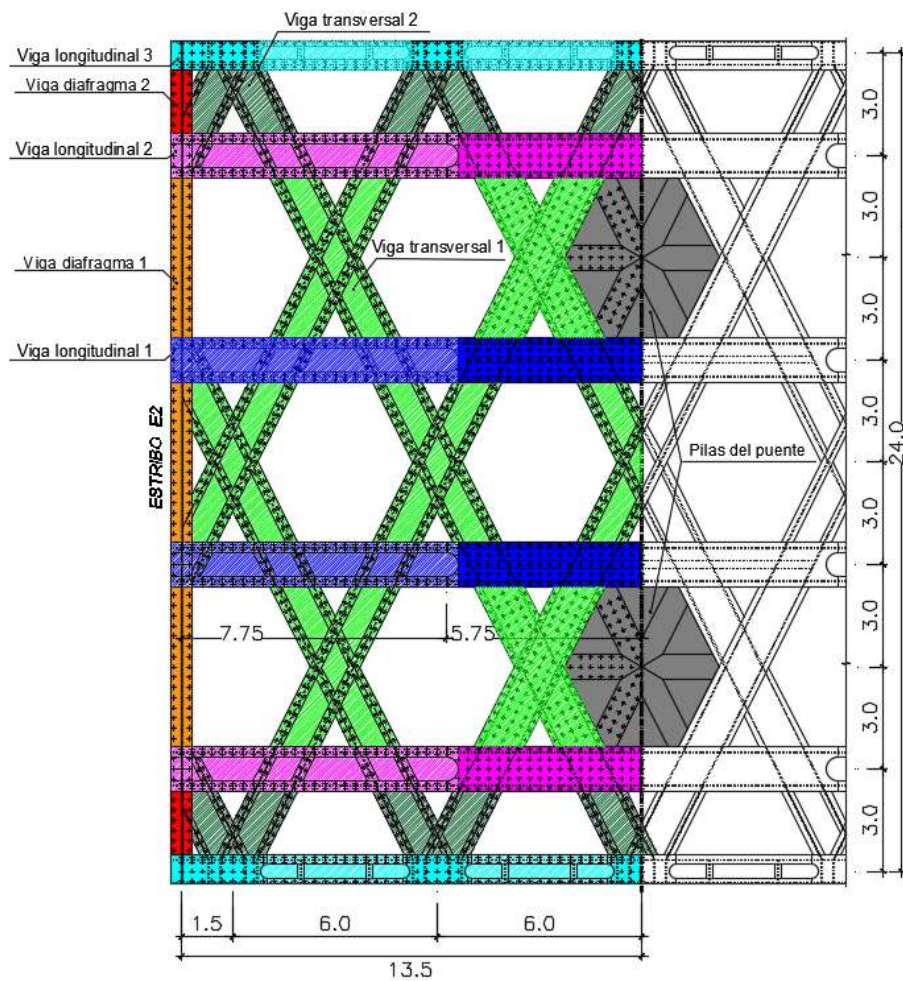


Figura 3. Planta de la zona afectada por el incendio. Cotas en m.



Figura 4. Vista general del área afectada por el incendio. “s_{max}” es el desconchado máximo del hormigón medido en la zona analizada.

2. Análisis numérico

Con la finalidad de evaluar los efectos del fuego en el puente e informar sus trabajos de reparación se realizó un análisis numérico del incidente en tres etapas. En primer lugar, se realizó un modelo de incendio mediante técnicas de Dinámica de Fluidos Computacional (CFD, por sus siglas en inglés) para determinar los flujos de calor incidentes sobre la estructura. En segundo lugar, se realizó un análisis de transferencia de calor por elementos finitos (EF) para calcular la distribución de temperaturas en los elementos del puente a lo largo del tiempo. Finalmente, se llevó a cabo un análisis estructural no lineal en 3D mediante EF, incorporando la no linealidad mecánica y geométrica, con propiedades de los materiales dependientes de la temperatura, todo ello realizado en el dominio del tiempo. Estos modelos se describen a continuación.

2.1 Modelo de incendio

El primer paso en la modelización numérica del evento y sus efectos en el puente fue la creación de un modelo numérico tridimensional utilizando técnicas CFD con el software Fire Dynamics Simulator (FDS) [3]. FDS ha sido validado en estudios previos [4,5] para problemas de ingeniería de incendios relacionados con puentes y proporciona una solución numérica para las ecuaciones de Navier-Stokes de flujo térmico a baja velocidad en el dominio del tiempo. La creación de un modelo de FDS requiere la definición de:

- Un volumen de control definido con celdas rectangulares en las que ocurre el incendio.
- Las características de la carga de incendio, incluyendo su ubicación, tasa de liberación de calor (HRR por sus siglas en inglés *Heat Release*

Rate), tamaño, duración, tipo de reacción, modelo de combustión y modelo de turbulencia.

A partir de estos datos de entrada, los resultados proporcionados por FDS son, entre otros, la propagación del fuego, la distribución de temperaturas en el entorno del puente y los flujos de calor que calientan la estructura.

El modelo de FDS (Fig. 5) incluyó una representación detallada de la geometría del puente, abarcando tanto el Estribo 2 como el primer vano del puente. Más allá de este tramo, las condiciones de contorno (temperatura y presión) se asimilaron a las condiciones ambientales por tratarse de un incendio al aire libre. Este enfoque permitió un análisis preciso de la región crítica (donde se encontraba la carga de incendio), a la vez que se limitaba el tamaño del modelo para permitir su ejecución en un tiempo razonable. Para ello, el modelo tiene una malla de celdas de $0.1 \text{ m} \times 0.1 \text{ m} \times 0.1 \text{ m}$ en la zona cercana a la carga de incendio y de $0.2 \text{ m} \times 0.2 \text{ m}$ en la región más alejada, que es suficiente para capturar fenómenos secundarios que ocurren lejos de la ubicación del incendio. En estas condiciones, el número total de celdas del modelo es de 828,900 celdas. Más detalles sobre los parámetros del modelo y el tamaño de las celdas pueden encontrarse en [1]. La carga de incendio empleada en el modelo CFD se basó en la información proporcionada por el Ayuntamiento de València y en evidencias fotográficas de los subproductos del incendio que permanecieron tras el incidente (materiales no quemados a nivel del suelo y hollín visible en los elementos del puente). El combustible para el incendio fueron varias pilas de palets de madera de altura desconocida. El tamaño de la carga de incendio se determinó a partir del área ocupada por el hollín y de los materiales no quemados a nivel del suelo, teniendo en cuenta las dimensiones típicas de un palet europeo ($1.20 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}$). De manera similar, y de forma conservadora, se consideró que cada pila de palets tenía 14 unidades y, por tanto, 1.7 m de

altura. Esta altura se consideró la máxima a la que podrían apilarse cómodamente los palets de forma manual. A partir de estas consideraciones, se incluyeron 6 pilas de palets de 1.7 m de altura separadas por 0.3 m entre sí (Fig. 5). Asumiendo que todos los palets ardían simultáneamente, el análisis CFD consideró un HRR pico por pila de palets de 5.78 MW y un HRR total (seis pilas) de 34.7 MW obtenidos a partir de ensayos realizados por el NIST [6].

Para modelizar la combustión FDS asume un único tipo de combustible compuesto por C, H, O y N, que reacciona con el aire para formar productos como H_2O , CO_2 , hollín y CO. Por tanto, para el análisis se especificó la fórmula química para la madera de pino, de acuerdo con el SFPE Handbook [7], junto con los rendimientos de hollín y CO y la fracción de hidrógeno en el hollín. El análisis supuso una

duración del fuego de 45 minutos que no se corresponde con la duración real del incendio debido a la actuación de los bomberos. Se instalaron un total de 821 sensores para capturar la temperatura de superficie adiabática a lo largo de los elementos estructurales. La temperatura de superficie adiabática permite transferir la información térmica del modelo CFD al modelo de transferencia de calor siguiendo la metodología validada por Alos-Moya et al. [4,5] para incendios en puentes. Detalles de los resultados del modelo pueden encontrarse en [1]. A modo de validación, se muestra en la Fig. 6 el estado del incendio al cabo de 6 minutos (momento de máximo desarrollo) y cómo la zona en la que impactan las llamas en el modelo se encuentra libre de hollín en la estructura real (como cabría esperar)

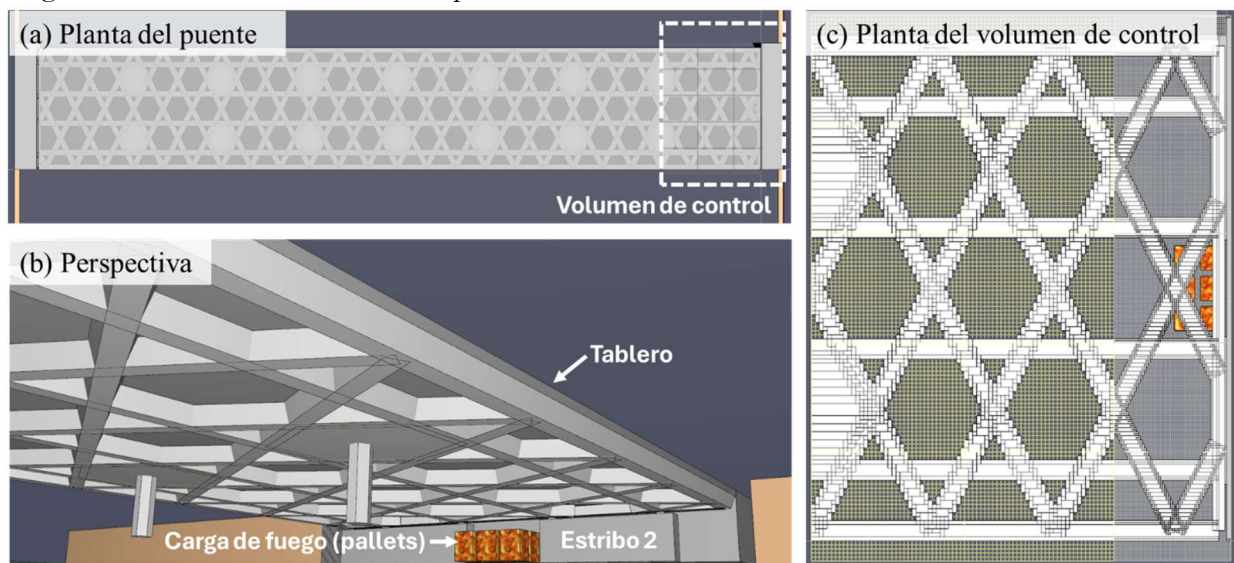


Figura 5. Modelo de incendio con FDS.

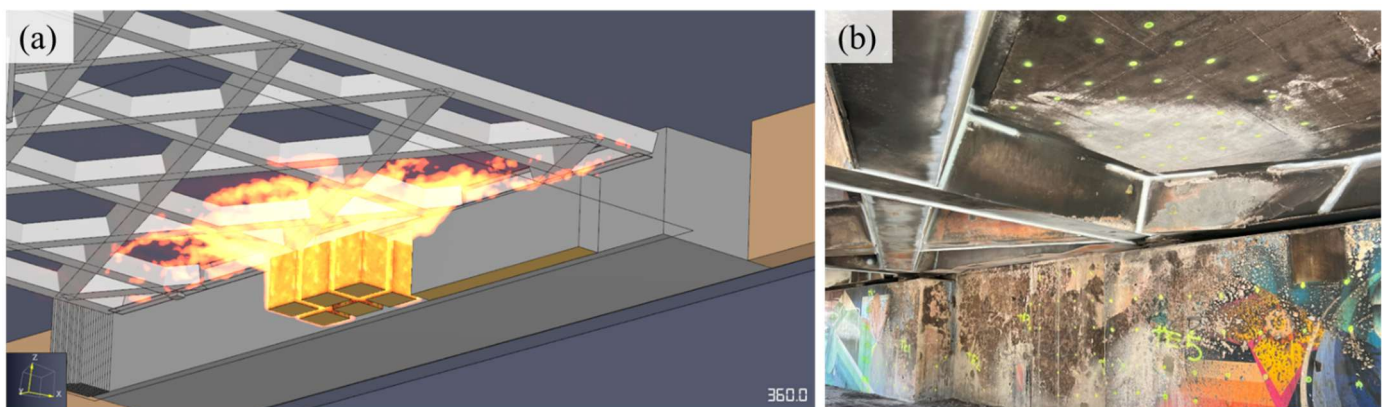


Figura 6. (a) Desarrollo del incendio tras 6 minutos (momento del pico de HRR) y (b) zonas con hollín y sin hollín en las proximidades del Estructura 2.

2.2 Modelo térmico

La transferencia de calor se ha realizado empleando el programa de elementos finitos SAFIR, diseñado para analizar estructuras sometidas a incendio. Se han adoptado las propiedades térmicas del hormigón y del acero como variables con la temperatura según lo indicado en la norma EN 1992-1-2 y EN 1993-1-2. Además, se han adoptado coeficientes de convección en la superficie expuesta al calor y en la superficie no expuesta al calor, iguales a $35 \text{ W/m}^2\text{K}$ y $4 \text{ W/m}^2\text{K}$, respectivamente, de acuerdo con lo indicado por la norma EN 1991-1-2 para un incendio natural. La emisividad total se ha tomado como 0.7.

Las temperaturas más elevadas en el Estribo 2 se alcanzan en su esquina superior derecha y alcanzan un valor máximo de 805°C después de 12 minutos y la temperatura de 500°C solo se supera, en el peor de los casos, en los primeros 6 mm, lo que significa que la sección reducida (es decir, la sección excluyendo las áreas de hormigón que superan los 500°C) prácticamente coincide con la sección original al aplicar el método de la Isoterma 500 para un análisis cualitativo. Las temperaturas en otros puntos del estribo pueden consultarse en [1]. Además, y puesto que el recubrimiento de la armadura pasiva (según lo indicado en los planos del proyecto) es de 35 mm, la temperatura máxima alcanzada por esta es de aproximadamente 198°C , temperatura mucho menor que aquella a la que el acero comienza a perder resistencia (300°C para acero deformado en frío y 400°C para acero laminado en caliente). Por ello, la armadura pasiva no habría perdido resistencia durante el incendio. Finalmente, es importante que las temperaturas máximas en el hormigón en las proximidades de los aparatos de apoyo alcanzaron un valor máximo de aproximadamente 600°C , por lo que su integridad se vio comprometida y fueron

sustituidos. Según el análisis realizado, las temperaturas en la losa del tablero fueron inferiores y, por tanto, las conclusiones que se pueden obtener son similares. Los valores concretos de estas temperaturas se pueden consultar en [1]. La Fig. 7 muestra la evolución de las temperaturas en una sección de la viga diafragma ubicada justo encima del área del incendio, y la Figura 15b muestra la distribución de temperaturas dentro de la sección transversal. La temperatura máxima alcanzada es de 712°C , que ocurre aproximadamente después de 17 minutos en la esquina inferior izquierda (Nodo bf3). A esta temperatura, y de acuerdo con el Eurocódigo EN 1993-1-2, el límite elástico, el límite de proporcionalidad y el módulo de elasticidad se han reducido al 23%, al 7.5% y al 13% de sus respectivos valores a temperatura ambiente. Esta reducción en la resistencia y rigidez, combinada con las tensiones debidas a las restricciones estructurales impuestas a la expansión de la viga, explica el pandeo local del ala inferior en dos zonas de la viga diafragma (ver Fig. 4). El pandeo de su ala superior no ocurre porque está impedido por su conexión con la losa de hormigón. Los resultados también muestran que las temperaturas máximas del acero siempre permanecen por debajo de 723°C , una temperatura crítica en la que ocurre un cambio de fase del acero que provoca su fragilización si el enfriamiento no se produce con la suficiente lentitud. Los positivos resultados obtenidos en las pruebas de resistencia a tracción realizadas en especímenes de acero extraídos de la viga diafragma se explican porque las temperaturas no superaron este límite. Las temperaturas en secciones adyacentes de la viga diafragma no se muestran, ya que son mucho más bajas (valores máximos alrededor de 325°C) e incluso inferiores a 400°C , temperatura a la cual el límite elástico del acero comienza a disminuir. Las temperaturas en otros elementos de acero son inferiores y sus

valores concretos y consecuencias estructurales se detallan en [1].

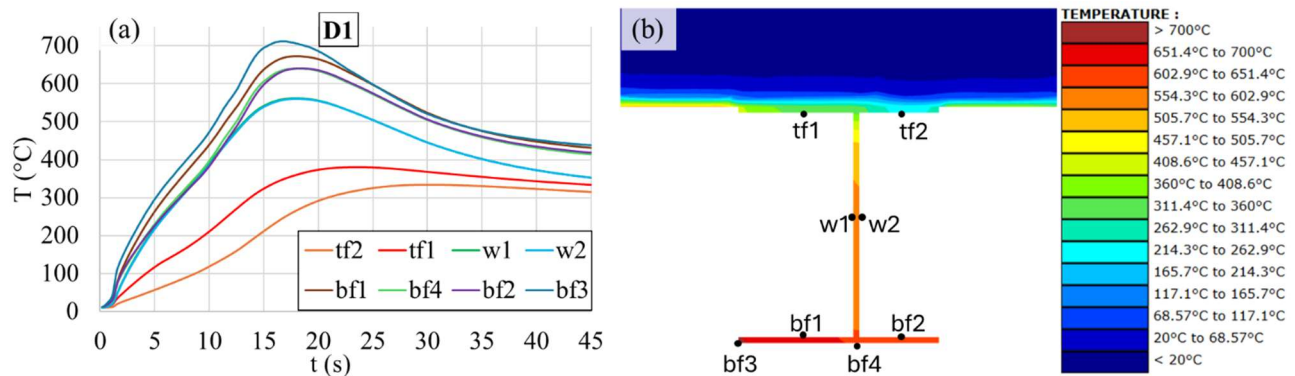


Figura 7. Temperaturas en el acero de la viga diafragma en el entorno de la zona afectada por el incendio. (a) Evolución con el tiempo. (b) Ubicación de los puntos de medida y distribución de temperaturas en la sección transversal tras aproximadamente 17 minutos.

2.3 Modelo estructural

La respuesta estructural del puente durante el incendio se analizó con SAFIR. SAFIR transfiere las temperaturas obtenidas con el análisis de transferencia de calor al análisis mecánico, considerando el impacto de los gradientes térmicos y las fuerzas inducidas por el fuego en la estructura. Los análisis mecánicos tienen en cuenta las no linealidades materiales y geométricas, así como grandes desplazamientos y las modificaciones de las propiedades mecánicas de los materiales con las temperaturas. Se utilizaron elementos tipo viga (“fiber beam element” en SAFIR) para modelizar los elementos de viga, mientras que se emplearon elementos finitos tipo lámina para las losas. Se emplearon elementos finitos tipo viga en lugar de tipo lámina para las vigas del modelo para reducir su complejidad numérica. El modelo estructural se calibró comparando las reacciones obtenidas con SAFIR bajo la acción del peso propio a temperatura ambiente con los resultados proporcionados bajo las mismas cargas en un modelo del puente realizado por la empresa ICEV Ingeniería de Estructuras con el programa Sofistik. De acuerdo con los datos del

proyecto, se consideró un acero B500 con un límite elástico de 500 MPa para el acero de armar y un acero S355 para el acero estructural con un límite elástico de 355 MPa. Análogamente, se consideró que el hormigón de la losa tiene una resistencia a compresión a 28 días en probetas cilíndricas de 30 MPa. Los coeficientes de reducción de resistencias se adoptaron iguales a la unidad por tratarse de una situación accidental. La resistencia de los materiales se reduce con la temperatura según lo indicado en los eurocódigos 2 y 3. La Fig. 8a muestra una vista 3D del modelo estructural. El modelo solo considera el primer vano del puente, considerándose la influencia del resto de la estructura introduciendo las condiciones de contorno adecuadas. La Fig. 8b muestra las flechas del tablero tras 12 minutos de incendio. Una descripción más detallada del modelo estructural y de sus resultados se encuentra en [1]. El modelo estructural converge a lo largo de toda la simulación del incendio, lo que indica ausencia de colapso estructural. No obstante, los desplazamientos del modelo en la zona de la junta de dilatación difieren de los medidos con topografía, por lo que el modelo debe ser refinado en futuras investigaciones.

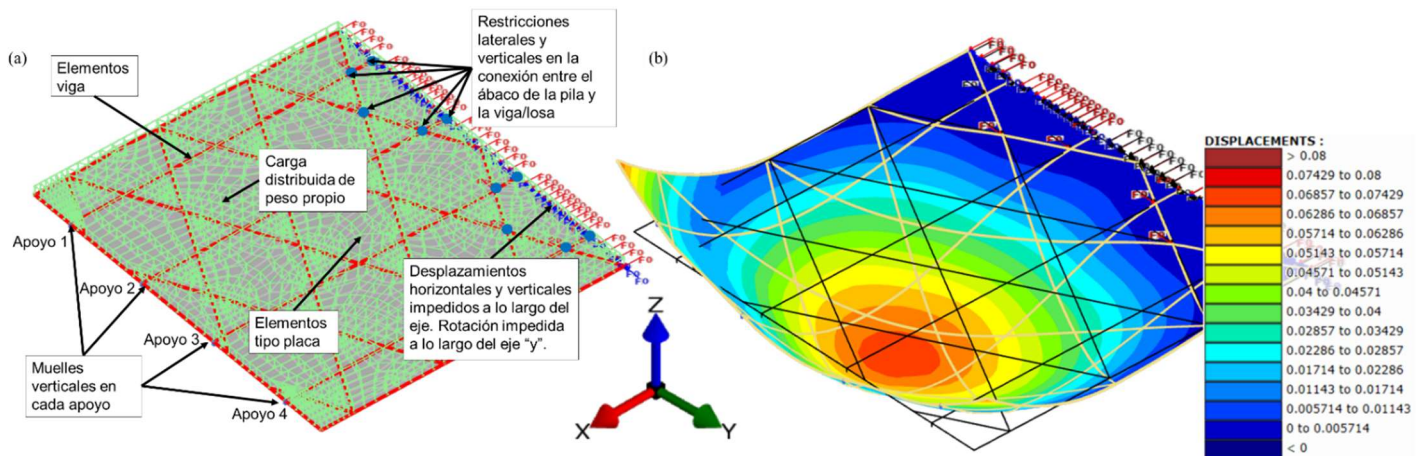


Figura 8. (a) Modelo estructural del vano afectado por el incendio. (b) Desplazamientos verticales tras 12 minutos de incendio.

3. Trabajos de reparación

Los trabajos de reparación fueron realizados por la empresa constructora Pavasal. El proyecto y la dirección de obra fue realizada por la empresa ICEV Ingeniería de Estructuras y consistieron en (ver Fig. 9):

- Reparar los paramentos de hormigón y las soldaduras afectadas.
- Reparar la viga diafragma afectada por el incendio mediante una sustitución parcial de su sección.
- Sustituir los apoyos tipo pot, lo que requirió levantar temporalmente el tablero utilizando

gatos hidráulicos y soldar refuerzos adicionales en la viga diafragma en las ubicaciones de los gatos hidráulicos.

- Nivelar el asfalto del tablero del puente para recuperar la rasante previa al incidente.
- Cambiar la junta de dilatación entre el Estribo 2 y el tablero.
- Realizar una prueba de carga tras la finalización de los trabajos de reparación para verificar el adecuado comportamiento del puente. La prueba de carga incluyó el empleo de sensores de fibra óptica para monitorizar las deformaciones (y tensiones) en la estructura y fue monitorizada por la empresa Calsens.



Figura 9. Trabajos de reparación: (a) Sustitución de la sección dañada de la viga diafragma. (b) Elevación del tablero para permitir el reemplazo de los apoyos tipo pot. (c) Prueba de carga.

4. Conclusiones

Los puentes son elementos vitales de las redes de transporte y son vulnerables frente a diferentes riesgos entre los que se encuentran los incendios. A pesar de esta vulnerabilidad, faltan investigaciones y directrices de diseño para garantizar su seguridad frente a incendio. Por ello, los estudios que analizan incidentes reales de incendios en puentes tienen una gran relevancia. En este contexto, este artículo presenta los trabajos numéricos y experimentales realizados para evaluar el estado de un puente mixto ubicado en la ciudad de Valencia tras un incendio bajo su tablero. También resume las obras de reparación realizadas para la puesta en servicio del puente tras el incendio. De estos estudios se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- Es importante inspeccionar el puente lo antes posible y antes de que entren los equipos de limpieza, de forma que se puedan recoger evidencias que permitan efectuar un modelado del incendio y se reduzca la incertidumbre de las evaluaciones estructurales posteriores.
- La combinación de modelos numéricos a temperatura ambiente, modelos numéricos avanzados (que mostraron que las temperaturas máximas fueron inferiores a 730°C) como los mostrados en este artículo e investigaciones experimentales (por ej. ensayos de resistencia de probetas de hormigón y acero, pruebas de carga) permite optimizar los recursos y el tiempo destinados a la reparación.

Además, es importante recordar que no se deben almacenar materiales combustibles bajo los tableros de los puentes, por ser posibles causas de incendio.

Agradecimientos

Este trabajo ha sido posible gracias al apoyo del “Servicio de Obras y Mantenimiento de Infraestructura” del Ayuntamiento de Valencia y de las empresas “Pavasal Empresa Constructora S.A.” e “ICEV Ingeniería de Estructuras”.

Referencias

- [1] Pagán-Martínez, J.J., Payá-Zaforteza, I., Hospitaler Pérez, A. (2024) Post-fire assessment of composite steel-concrete box-girder bridges: Lessons from a recent incident. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 214, 108425.
- [2] Liu, Z., Li, G.Q., Paya-Zaforteza, I., Cai, C.S., Huang, Q. (2023) Fire Hazards in Bridges: State of the Art, Recent Progress, and Current Research Gaps. *Journal of Bridge Engineering* 28(7):1–29.
- [3] McGrattan, K. (2007) *Verification and Validation of Selected Fire Models for Nuclear Power Plant Applications. Volume 7. Fire Dynamics Simulator*. 2007.
- [4] Alos-Moya, J., Paya-Zaforteza, I., Hospitaler, A., Loma-Ossorio, E. (2019) Valencia bridge fire tests: Validation of simplified and advanced numerical approaches to model bridge fire scenarios. *Advances in Engineering Software* 128:55–68.
- [5] Alos-Moya, J., Paya-Zaforteza, I., Garlock, M.E.M., Loma-Ossorio, E., Schiffner D., Hospitaler A. (2014) Analysis of a bridge failure due to fire using computational fluid dynamics and finite element models. *Engineering Structures* 68:96–110.
- [6] McGrattan, K. (2020) *Heat release rates of multiple transient combustibles*. Gaithersburg, MD: National Institute of Standards and Technology.
- [7] Hurley MJ, editor (2016). *SFPE handbook of fire protection engineering*. Fifth edition. New York: Springer; 2016.